

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

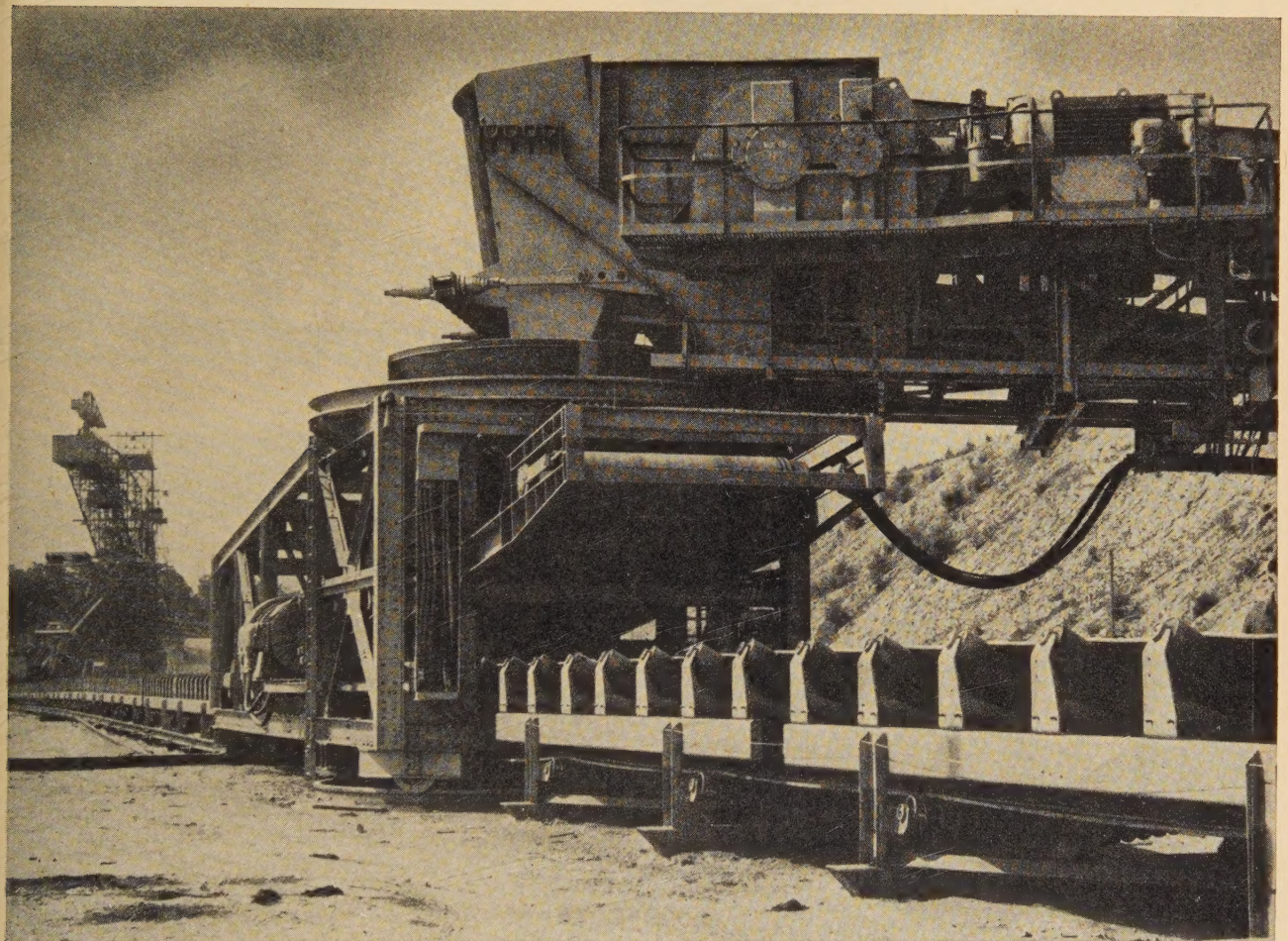
HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

34. JAHRGANG

JULI 1959

HEFT 7



Rückbare Großbandanlage

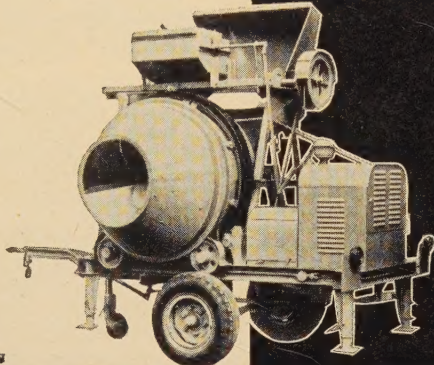
Kippenbandanlage zum Absetzer
Übergabestation vom
Grabenbunkerband mit Aufgabeband

Gurtbreite	2.000/2.200 mm
Vorgesehene Gesamtantriebsleistung des Kippenbandes	$6 \times 550 \text{ PS} = 3.300 \text{ PS}$
Gurtgeschwindigkeit	5,7 m/s
Förderleistung	14.000 t Abraum je Stunde



FRIED. KRUPP

MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

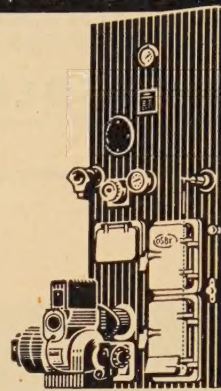
KAISER**Baumaschinen**
HERSTELLUNGSPROGRAMM:

Betonmischer
Beton-Mischautomaten
Beton-Mischzentralen
Turmdrehkrane
Verladedrehkrane
Druckluft-Betonförderer
Elektro-Handschraper
Biegemaschinen
für Monierstahl
Scheren für Monierstahl
Aufzüge, Winden

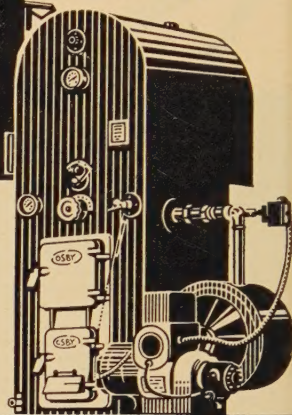
MASCHINENFABRIK OTTO KAISER KG.

St. Ingbert/Saar
Telefon: 23 51-53
Telegr.-Adr.: Baumaschine
Telex: 044 262

Oberlahnstein/Rhein
Telefon: 541-43
Telegr.-Adr.: Baumaschine
Telex: 086 822

**Schwedische Heizkessel**

OVP-MA mit der seitlich montierten Brennkammer ermöglicht gleichfalls müheloses Umstellen von Koks- auf Oelfeuerung.
Eingebauter Boiler und Schwedenmischer.
Wir senden Ihnen gern Prospekte.



OSBY-DUMAX -
der ideale Zweistoffkessel mit unterteiltem Feuerraum für Koks- oder Oelfeuerung.

OSBY-PANNAN OSBY · SCHWEDEN

Seit Jahrzehnten
befaßt sich unsere Firma
ausschließlich mit Fragen
des Beton- und Bautenschutzes

Standardprodukte
aus unserem Fabrikationsprogramm
sind
in der ganzen Welt bekannt

**PLASTIMENT GMBH KARLSRUHE · ERBPRINZENSTR.31 · RUF 26823 · FERNSCHR. 0782616**

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

4. JAHRGANG

JULI 1959

HEFT 7

Inhaltsübersicht

Seite

- DK 624.131.2/.3 : 624.135
B. B. Oberbaurat Dipl.-Ing. Dr. techn. K. Klugar, Graz:
Die Bestimmung des Winkels der inneren Reibung von grobkörnigen Böden und Schüttungen bis 50 mm Korndurchmesser. Mit 6 Abbildungen 255
- DK 624.073.111.042.13
Dipl.-Ing. K. Fischer, Wien:
Die Schiefstellung einer elliptischen Platte auf homogener Unterlage durch eine ausmittige Last mit Anwendung auf Rechteckplatten. Mit 17 Abbildungen 258
- DK 624.072.23 : 624.041.62 : 519.281.1
Dr.-Ing. F. Resinger, Graz:
Der Momentenausgleich nach Cross bei Berücksichtigung der Schubverformung. Mit 6 Abbildungen 266
- DK 625.731 : 624.136 : 624.131.276
Prof. Dr.-Ing. K. Keil, Dresden:
Geotechnische Probleme für die Gründung und Ausführung von Verkehrsdämmen auf unregelmäßigen tiefgründigen Faulschlammablagerungen unter Wasser. Mit 4 Abbildungen 268
- DK 624.043.2.072/.073.012.45
Dipl.-Ing. H.-H. Zerrenthin, Berlin:
Zur direkten Querschnittsbestimmung von Stahlbetonrechteckquerschnitten. Mit 7 Abbildungen 273
- DK 624.191.2 : 624.191.95 : 621.521
*Dipl.-Ing. P. Andai, Budapest
und Dipl.-Ing. J. Jánossy:*
Stollenvortrieb aus einem Schacht unter Grundwasserspiegel mit Hilfe von horizontalen Vacuumbrunnen. Mit 1 Abbildung 276

Kurze Technische Berichte

- DK 621.039.431 : 725.4
Entwurf eines ferngesteuerten metallurgischen Spaltstoffaufbereitungswerkes. Mit 1 Abbildung 278
- DK 624.953 : 621.624.37 : 621.039.002.68
Gesichtspunkte für den Entwurf von Speicherbehältern für radioaktive Abfälle. Mit 4 Abbildungen 279
- DK 626-318 : 626.17 : 626.114 (282.5 Rhein-Seitenkanal)
Böschungs- und Sohlenbefestigung des Rhein-Seitenkanals in der Haltung Fessenheim. Mit 5 Abbildungen 281
- DK 621.224.01 : 620.193.1
Zur Frage der Erosion bei Wasserturbinen.
Mit 7 Abbildungen 284
- DK 624.15/.16 : 624.21 : 625.745.1 (73)
Gründungsprobleme beim Bau einer Straßenbrücke.
Mit 2 Abbildungen 286
- Buchbesprechungen 287
- Verschiedenes 289
- Mitteilungen aus der Industrie 290

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. K. Sattler,

Technische Universität Berlin,
Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Berlin-Wilmersdorf,
Heidelberger Platz 3,

Springer-Verlag.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER - VERLAG

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3,

Fernsprecher: Sammelnummer 83 03 01.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 28—30,

Fernsprecher: 2 79 01.

Die Bestimmung des Winkels der inneren Reibung von grobkörnigen Böden und Schüttungen bis 50 mm Korndurchmesser

Von B. B. Oberbaurat Dipl.-Ing. Dr. techn. **Karl Klugar**, Graz

K 624.131.2/.3 : 624.135

Die Bestimmung der optimalen Kornzusammensetzung des Schotterbettes im Eisenbahnbau oder des Schotteroffers im Straßenbau, sowie die Bemessung von Bauwerken in grobkörnigen Böden setzt die genaue Kenntnis bodenmechanischer Eigenschaften grobkörniger Böden voraus, die zur Zeit noch nicht hinreichend vorhanden ist.

Um diese Böden und Schüttungen untersuchen zu können, ist ein Scherapparat mit einer zweiteiligen, quadratischen Scherbüchse mit den lichten Weiten von $100 \times 100 \times 150$ mm gebaut worden, der sich von Kreyasagrand's Schergerät nur durch die Größe der Scherbüchse und durch die Anordnung von zwei hydraulischen

Die ersten Versuchsreihen zeigten aber, daß die Meßgenauigkeit in diesem Druckbereich nicht ausreichte; es ist notwendig gewesen, die Anlage für den Pressendruck bis 150 atü umzubauen (Abb. 2).

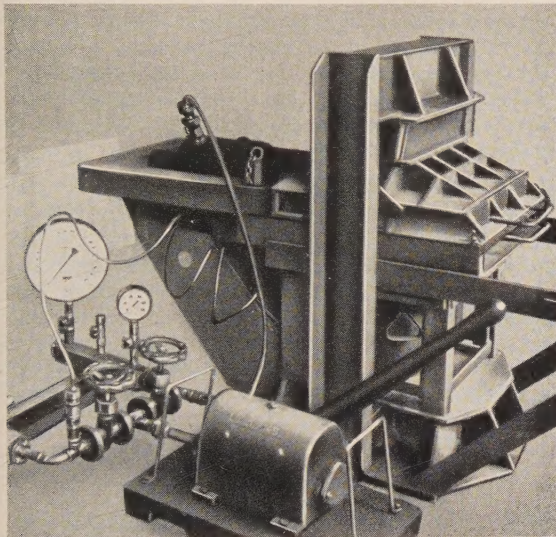


Abb. 1. Ansicht des Schergerätes. Im Vordergrund die Öldruckpumpe und die Manometer. Die waagrecht wirkende Presse ist links im Schergerät deutlich sichtbar eingebaut.

pressen unterscheidet, die in der lotrechten und in der waagrecht wirkenden Richtung wirken und dadurch die erforderlichen Druck- und Scherspannungen erzeugen (Abb. 1). Der für die Versuche verwendete niederste Druck senkrecht zur Scherfläche betrug $2,0 \text{ kg/cm}^2$, der höchste $10,7 \text{ kg/cm}^2$. Die Spannung in den Pressen stieg bis 150 atü. Die lotrechte Kraft wurde von der Presse über die in der Krafttrichtung verschiebbare Bodenplatte auf die Bodenpresse übertragen, erzeugte dort die gewünschte lotrechte Spannung und floß über das Pendellager und über eine in der lotrechten Ebene verlaufende Tragkonstruktion ab.

Die waagrecht wirkende Presse stützte sich mit einer Seite gegen einen waagrecht liegenden Bügel, mit dem der untere Teil der Scherbüchse unverschiebbar verbunden war, und drückte mit dem Kolben, der Belastung entsprechend, gegen den oberen, horizontal verschiebbaren Rahmenanteil der Scherbüchse. Dieser übertrug die Kraft mit Hilfe einer gezahnten Platte gleichmäßig auf die Bodenprobe und erzeugte in dieser eine horizontal wirkende Spannung.

Die hydraulische Anlage ermöglichte eine genaue Überführung der Spannungen in den beiden Krafttrichtungen während des Schervorganges. Die Veränderungen konnten laufend festgestellt werden. Der hier abgebildete Apparat (Abb. 1) wurde für die Öldrücke bis 50 atü ausgerüstet.

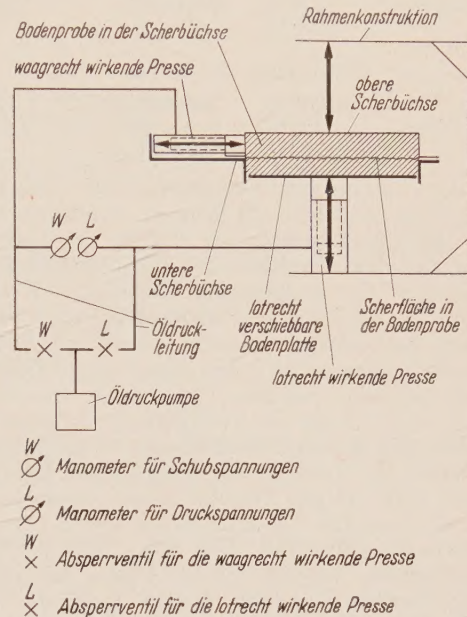


Abb. 2. Versuchsanordnung zur Bestimmung der inneren Reibung. Die Bodenprobe wird durch die lotrecht wirkende Presse belastet und durch die waagrecht wirkende Presse abgescher. Die Spannungen in der Büchse können durch die Ventile W und L geregelt werden.

Die hier beschriebenen Scherkurven sind für Kies aus einer Grube bei Retznei in der Steiermark und für Sand aus Triest aufgestellt worden. Nachstehend die Kornzusammensetzung in Gewichtsprozent der Versuchsstoffe:

1. Sand aus Triest.

Korngröße 0—1 mm

0—0,2 mm	42,4 %	0,2—1,0 mm	57,0 %
1,6—3,0 mm	0,3 %	3,0—7,0 mm	0,3 %

Die petrographische Untersuchung der Probe ergab in der Hauptsache Quarzkörner mit kugelförmiger Kornform, der Anteil beträgt 60—70 %. Der restliche Prozentsatz wird aus Feldspat und zerkleinerten kristallinen Schiefern gebildet. Der Glimmeranteil beträgt unter 3 Gew.-%.

2. Kies aus Retznei.

Korngröße 0—15 mm

0—0,2 mm	6,3 %	0,2—1,0 mm	65,7 %
1,0—3,0 mm	7,3 %	3,0—7,0 mm	17,2 %
7,0—15,0 mm	3,3 %	15,0—30,0 mm	0,2 %

Der Kies besteht in den Korngruppen

3—7 mm aus etwa 60 Gewichts-% kristallinen Schiefern und 40 Gewichts-% Quarz,

1—3 mm aus etwa 80 Gewichts-% Quarz und 20 Gewichts-% kristallinen Schiefern.

Die Korngruppe unter 1 mm besteht hauptsächlich aus Quarz und zerkleinerten kristallinen Schieferanteilen.

3. Kies aus Retznei.

Korngröße 0—50 mm

0—2,0 mm	1,7 ‰	0,2—1,0 mm	4,7 ‰
1,0—3,3 mm	2,0 ‰	3,0—7,0 mm	12,8 ‰
7,0—15,0 mm	39,9 ‰	15,0—30,0 mm	34,0 ‰
30,0—50,0 mm	4,9 ‰		

Dieser Kies hat folgende petrographische Zusammensetzung:

Korngröße 30—50 mm

Quarz	34,8 ‰	Gneis	33,3 ‰
Quarzschiefer	8,0 ‰	Pegmatit	23,9 ‰

Korngröße 15—30 mm

Quarz	39,0 ‰	Amphibolit	11,0 ‰
Quarzschiefer	2,0 ‰	Pegmatit	18,0 ‰
Gneis	30,0 ‰		

Korngröße 7—15 mm

Quarz	42,0 ‰	Amphibolit	7,0 ‰
Quarzschiefer	1,0 ‰	Pegmatit	14,0 ‰
Gneis	34,0 ‰	Tonschiefer	2,0 ‰

Um den Verlauf der Scherkurve auch während des Schervorganges verfolgen zu können, erfolgten die Ablesungen für jede Laststufe vor Beginn der horizontalen Belastung, bei dem Erreichen des Höchstwertes und nach dem Abklingen der horizontalen Spannung. Wird durch die Betätigung der horizontal wirkenden Presse der maximale Wert der Laststufe erreicht, kann auf Grund der Manometerablesung in den beiden Spannungsrichtungen der Wert $\tan \varphi$ gefunden werden. Unterbricht man die Laststeigerung, sinkt infolge der Verlagerung der Körner in der Scherbüchse und der dadurch bedingten Verschiebung des Scherrahmens der Druck in der waagrechten Richtung ab. Er erreicht nach einigen Minuten einen minimalen Wert, während der lotrechte Druck konstant bleibt. Die Manometerablesungen geben den Wert $\tan \varphi_2$. Wird anschließend der ursprüngliche lotrechte Druck wieder hergestellt, so kann $\tan \varphi_3$ bestimmt und die nächste Laststufe zur Wirkung gebracht werden.

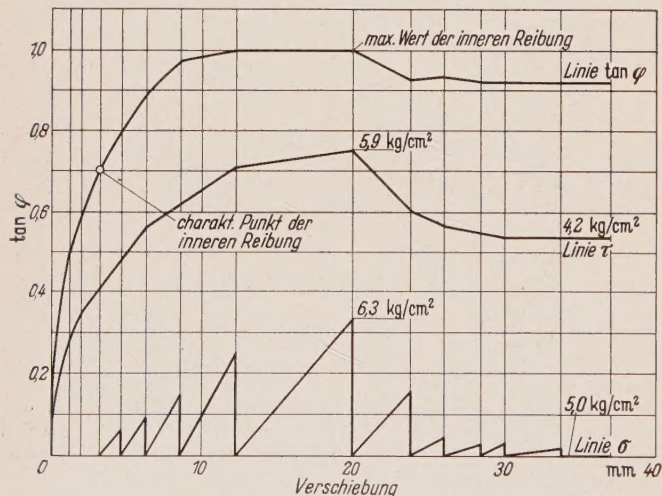


Abb. 3. Die Spannungen in der Bodenprobe und der Winkel der inneren Reibung für Kies mit den Korngrößen von 0 bis 15 mm. $n = 0,33$. Die lotrechte Belastung erfolgte mit $\sigma = 5,00 \text{ kg/cm}^2$.

Das Ergebnis der Versuche mit Kies der Körnung von 0 bis 15 mm zeigt deutlich, daß die Kurve, wie von Petermann beschrieben, in einen Scher- und in einen Gleitbereich zerfällt. Der steil aufsteigende Ast bildet sich im Bereich der Materialverdichtung, die vertikale Kraft bleibt dabei konstant oder sinkt unwesentlich ab. Die Verschiebungen sind gering. Die horizontalen Laststufen erreichen schnell den Höchstwert. Von einer bestimmten charakteristischen Stelle an ändert sich die Richtung der lotrechten Spannung in der Presse, im Bereich der Gleitebene entsteht

Auflockerung. Die lotrechten Spannungen steigen während des Schervorganges wesentlich an, sie müssen während Versuchs nach jeder Belastungsstufe auf den ursprünglichen Wert reduziert werden. Für die Beurteilung Versuchs ist dieser Übergang, der mit der hydraulischen Anlage in der Regel sehr gut erfassbar ist, entscheidend. Er erhält daher die Bezeichnung „Charakteristischer Punkt der Scherkurve“ (Abb. 3).

Ist Kies locker gelagert oder ist die Korngröße gering, bildet dieser Punkt gleichzeitig die Grenze zwischen dem Scher- und dem Gleitbereich; ist die Lagerung aber dicht, dann steigt die Kurve bis zu einem höchsten Punkt noch wesentlich an.

Es ist zu erkennen, daß die Steigerung des Winkels der inneren Reibung nur dann möglich ist, wenn die Kornstruktur der Probe eine Steigerung der Schubspannung zuläßt. Wird im Bereich des max. Wertes oder im Gleitbereich die lotrechte Spannung vergrößert, wird wohl der Nenner des Bruches

$$\tan \varphi = \frac{H}{V}$$

größer, der Zähler kann aber nur dem Maß der Auflockerung entsprechend ansteigen. Da diese Auflockerung im max. Bereich schon sehr weit fortgeschritten ist, können zusätzliche Schubspannungen überhaupt nicht oder nur zum Teil übernommen werden. Der Wert der inneren Reibung wird daher stark absinken. Im Scherbereich trifft dies nicht zu, dort besteht noch die Möglichkeit, zusätzliche Schubspannungen zu übernehmen.

Ist das Material grobkörniger, treten die gezeigten Eigenschaften noch deutlicher in Erscheinung. Abb. 4 zeigt die Scherkurve für Kies von 0 bis 50 mm. Die an dem Meßgerät abgelesenen und auf den ursprünglichen Querschnitt reduzierten Schubspannungswerte liegen auf der Linienzug b (1', 2', 3' usw.). Der Linienzug c zeigt den Verlauf der lotrechten Spannungen während des Schervorganges (1'', 2'', 3'' usw.). Die Punkte auf dem Linienzug a , dem zeitlichen Ablauf des Schervorganges

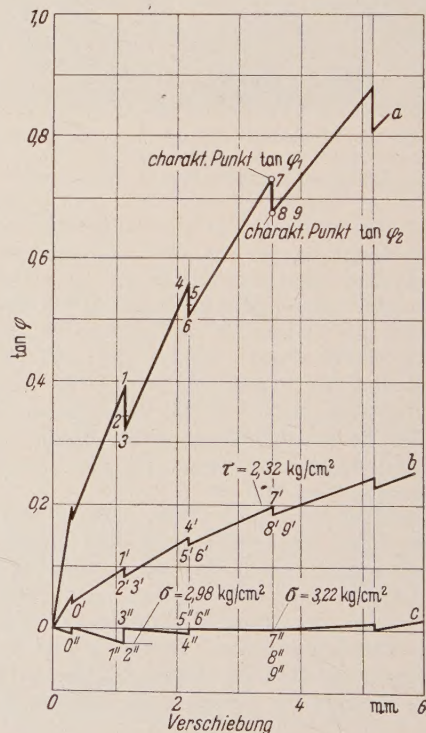


Abb. 4. Die Spannungen in der Bodenprobe und der Winkel der inneren Reibung für Kies mit den Korngrößen von 0 bis 50 mm. $n = 0,30$. Dargestellt ist der Scherbereich von der Verschiebung bis zum charakteristischen Punkt.

Die lotrechte Belastung erfolgte mit $\sigma = 3,22 \text{ kg/cm}^2$, diese Spannung bleibt für die Dauer des Versuches fast konstant.

prechend numeriert (1, 2, 3 usw.), sind auf Grund der Meßergebnisse des Linienzuges b und c gerechnet worden.

Durch die Betätigung der horizontal wirkenden Presse wird die Schubspannung von 0' auf 1' gesteigert, dabei sinkt die lotrechte Spannung von 0'' auf 1'', der Wert $\tan \varphi$ steigt gleichzeitig von 0 auf 1. Im Verlauf weniger Minuten sinkt ohne äußere Einflüsse, durch die Verlagerung der Körner im Scherbereich, die waagrechte Spannung bis 2' ab, die lotrechte Spannung bleibt konstant 2'', $\tan \varphi$ sinkt daher bis zum Punkt 2 ab.

Wird die lotrechte Spannung mit Hilfe der hydraulischen Anlage auf den ursprünglichen Wert gebracht, sinkt $\tan \varphi$ bis zum Wert 3 ab, während die waagrechte Spannung, Punkt 3, konstant bleibt.

Bringt man die nächste horizontale Laststufe zur Wirkung, Punkt 4', sinkt die lotrechte Spannung wieder bis Punkt 4'' ab. Der Vorgang wiederholt sich in der eben angeführten Art, bis der charakteristische Punkt erreicht wird. Dort fallen die Punkte, 7'', 8'', 9'' in einem Punkt zusammen, die sich ergebenden Punkte 7, 8 und 9 des Wertes $\tan \varphi$ sind wichtig für die weiteren Überlegungen (Abb. 4).

Ähnlich, aber mit wesentlich größeren Spannungsspitzen, liegen die Verhältnisse über dem charakteristischen Punkt. Der Ablauf erfolgt den Zahlen in Abb. 5 entsprechend. 1, 4, 7 und 10 geben den Wert $\tan \varphi$ nach dem Aufbringen der jeweiligen horizontalen Laststufe an. Die Zahlen 2, 5, 8 und 11 zeigen das Abinken dieses Wertes durch die anschließende rückläufige Bewegung der waagrechten Spannung. Die Werte 0, 3, 6 und 9 geben $\tan \varphi$ nach Reduktion der lotrechten Spannungsspitzen, die sich während des Schervorganges aufgebaut haben; sie entstehen durch die Entlastung der lotrecht wirkenden hydraulischen Pressen.

Die Abb. 6 zeigt zum Vergleich die Scherkurve für Sand von 0 bis 1 mm Korngröße; hier ist der von Terzaghi und

Es scheint damit erwiesen, daß der charakteristische Punkt, also der Übergang von der Materialverdichtung zur Auflockerung, bei jeder Korngröße eintritt. Durch die Konstruktion der Scherbüchse und durch die Lage der Zähne wird bei der Versuchsdurchführung die Gleitebene eindeutig festgelegt, in der Natur wird sich aber diese, dem geringsten Widerstand entsprechend, bilden. Es wird daher im Augenblick der Verdichtung sofort eine Verlagerung

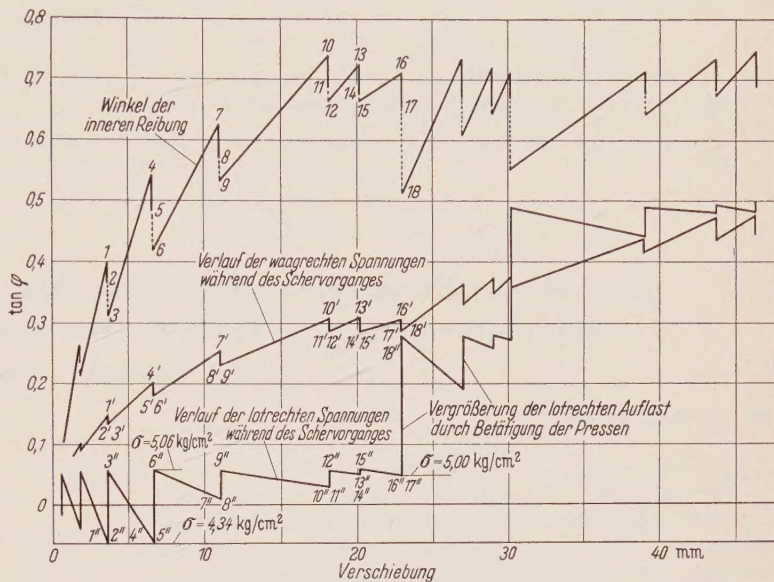


Abb. 6. Die Spannungen in der Bodenprobe und der Winkel der inneren Reibung für Sand mit den Korngrößen von 0 bis 1 mm. $n = 0,42$. Die lotrechte Belastung betrug $5,06 \text{ kg/cm}^2$.

der Gleitfläche in eine noch nicht gestörte, benachbarte Zone eintreten. Dieser Vorgang dauert so lange, bis der charakteristische Punkt erreicht ist und Auflockerung eintritt, dann engt sich die gestörte Zone ein, es bildet sich die Gleitebene. Wenn sie so weit ausgebildet ist, daß eine Steigerung der Spannung in der horizontalen Richtung nicht mehr übernommen werden kann, erfolgt der Bruch. Eine Verdichtung, wie sie in der Scherbüchse auftritt, wird daher in der Natur nicht möglich sein.

Es wird noch zu entscheiden sein, welcher Punkt der Scherkurve als Grundlage für statische Untersuchungen auszuwählen ist. Naturgemäß ist diese Wahl abhängig von der plastischen Verformbarkeit des Bauwerkes, zum Beispiel ob es sich um eine Stahlkonstruktion oder um ein Betonbauwerk handelt, und nicht zuletzt von dem Gesichtspunkt, nach dem die Formel aufgestellt worden ist, die der Konstrukteur verwendet. Es ist doch ohne Zweifel der Winkel φ , den Krey verwendet, ein anderer als der, den O. K. Fröhlich, Wien, in seiner Druckverteilung im Baugrund Tabelle XII voraussetzt. Ist diese Entscheidung getroffen, kann erst die Sicherheit des Bauwerkes geschätzt werden.

Neben der Untersuchung des Baugrundes eignet sich das Schergerät auch zur Untersuchung der Tragfähigkeit des Schotters im Oberbau. Auf ähnliche Weise ist es möglich, für jede Schotterart die optimale Kornzusammensetzung zu bestimmen und damit die Bemessung und Erhaltung des Schotterbettes im Eisenbahnbau zu beeinflussen.

Zusammenfassung

Das oben beschriebene Schergerät bestimmt, im Gegensatz zu den bisher üblichen Ausführungen, die innere Reibung grobkörniger Materialien bis 50 mm Korndurchmesser und mißt die lotrechten und waagrechten Spannungen in der Scherbüchse.

Neben der Ermittlung der Reibungswerte im Erdkörper für Gründungen als Grundlage für Tafel XII des Buches

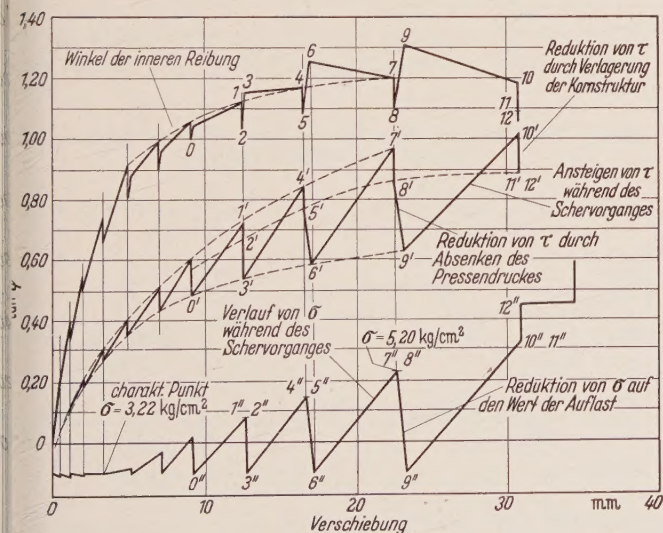


Abb. 5. Gesamtübersicht des Versuches zur Bestimmung der inneren Reibung für Kies mit den Korngrößen von 0 bis 50 mm. $n = 0,30$. Die lotrechte Belastung betrug, wie bei Abb. 4, $\sigma = 3,22 \text{ kg/cm}^2$. Es ist deutlich das Ansteigen dieser Spannung bis $5,2 \text{ kg/cm}^2$ nach dem Überschreiten des charakteristischen Punktes festzustellen.

Dasagrande beschriebene Übergang von der Verdichtung des Materials in der Scherbüchse zur Auflockerung und die sich daraus ergebende Spannungsänderung nicht mehr sichtbar, da die Höhe der Scherbüchse im Vergleich zur Korngröße des Versuchsmaterials zu groß ist.

von O. K. Fröhlich, Druckverteilung im Baugrund 1934, eignet sich das Gerät auch zur Untersuchung der Tragfähigkeit des Schotters im Eisenbahnoberbau.

Bei dieser Gelegenheit möchte der Verfasser nachstehenden Herren für ihre Hilfe bei der Durchführung des beschriebenen Versuches seinen herzlichen Dank aussprechen: O. ö. Prof. O. K. Fröhlich von der Techn. Hochschule Wien, den Präsidenten der ÖBB HR. Dipl.-Ing. Dr. tech. Ludwig Weiß NR. und Dipl.-Ing. Dr. tech. Josef Dultinger, dem Vizepräsidenten Dipl.-Ing. Franz Gutmann, OBR Dipl.-Ing. Anton Klauscher, OBR Dipl.-Ing. Karl Scholz.

Literatur

1. K. Terzaghi: Erdbaumechanik. Berlin: Springer 1925.
2. H. Auerbach: Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik IV/2.
3. O. K. Fröhlich: Druckverteilung im Baugrund. Wien: Springer 1934.

4. A. Casagrande: Eng. News-Rec. 115 (1935) S. 320. Bodenmechanik und neuzeitlicher Straßenbau M3 der Schriftreihe „Straße“, Berlin 1936.
5. Brennecke-Lohmeyer: Der Grundbau, 5. Aufl. 1938.
6. W. E. Petermann: Deutsche Wasserwirtschaft, 1939, H. 1.
7. W. Bernatzik: Grundbau und Physik 1947. Schweizer Druck und Verlagshaus, Zürich.
8. Schuetze-Nuhs: Bodenuntersuchungen für Ingenieurbau. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1950.
9. A. W. Biehop: Proc. II Int. Conf. Soil Mech. Foundation Rotterdam 1948, Bd. 1.
10. L. Bendel: Ingenieurgeologie. Wien: Springer 1948.
11. W. Kjellmann u. B. Jacobson: Royal Swedish Geotechnical Institute, Proc. Nr. 9, Stockholm 1955.
12. K. Klugar: Beschreibung und Auswertung der Versuche Bestimmung des Winkels der inneren Reibung für Kiesböden 50 mm Korndurchmesser. Diss. T.H. Wien.

Die Schiefstellung einer elliptischen Platte auf homogener Unterlage durch eine ausmittige Last mit Anwendung auf Rechteckplatten

Von Dipl.-Ing. Karl Fischer, Wien

DK 624.073.111.042.13

Einleitung

Für eine starre elliptische Platte auf homogener Unterlage mit ausmittiger Belastung wird die Verteilung der Sohlpressung und ihre Schiefstellung abgeleitet sowie eine einfache Anwendung auf Rechteckplatten gezeigt.

A. Ableitung der Sohlpressung

Ausgegangen wird von der Verteilung der Sohlpressung für eine mittige Belastung, welche der Verfasser im Bauingenieur 33 (1958) H. 3 mitgeteilt hat. Nach Abb. 1 wurde durch Rotation der Grundfläche um die x-Achse ein Ellipsoid angenommen, dessen Belegung derart verteilt ist, daß ihr Potential im inneren Hohlraum konstant ist:

$$p = 1/2 \frac{q_m}{\sqrt{1 - \varepsilon^2 \cos^2 t}} \tag{1}$$

$q_m = Q/a \, b \, \pi$ mittlere Sohlpressung, $\varepsilon^2 = \frac{a^2 - b^2}{a^2}$, ε = numerische Exzentrizität. Nach dem Verfahren von J. Boussinesq [1] wurde durch Projektion der Belegung auf die Grundfläche die Sohlpressung ermittelt. In gleicher Weise kann auch bei ausmittiger Belastung die Sohlpressung bestimmt werden. Die Ableitung schließt sich an die Arbeit von O. K. Fröhlich [2] über die starre Kreisplatte an.

Die Belegung des Ellipsoides wird nach Abb. 1 in zwei spiegelgleiche Teile geteilt, nicht der Fläche nach, sondern gemäß der Belegung, angedeutet durch die strichpunktuelle Linie s .

Jetzt ist $q = 1/2 \, q_m$, somit setzt sich die elliptische Platte nur halb so tief wie bei der mittigen Last, die Grundfläche bleibt eben, aber sie stellt sich schief.

I. Ausmitte in der x-Achse

1. Form der Belegung. Die Belegung hat die Form der Kurve s nach Abb. 2. Im Punkt A steht s senkrecht zur Tangente. Es besteht die Gleichung

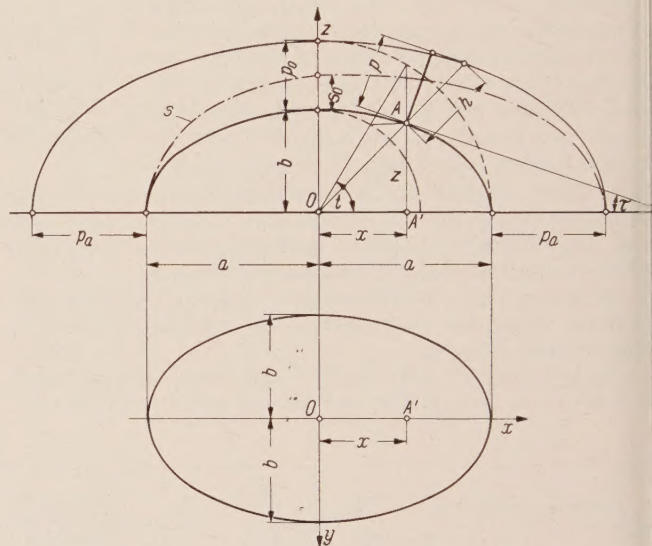


Abb. 1. Verteilung der Belegung auf einem Ellipsoid bei konstantem Potential im inneren Hohlraum.

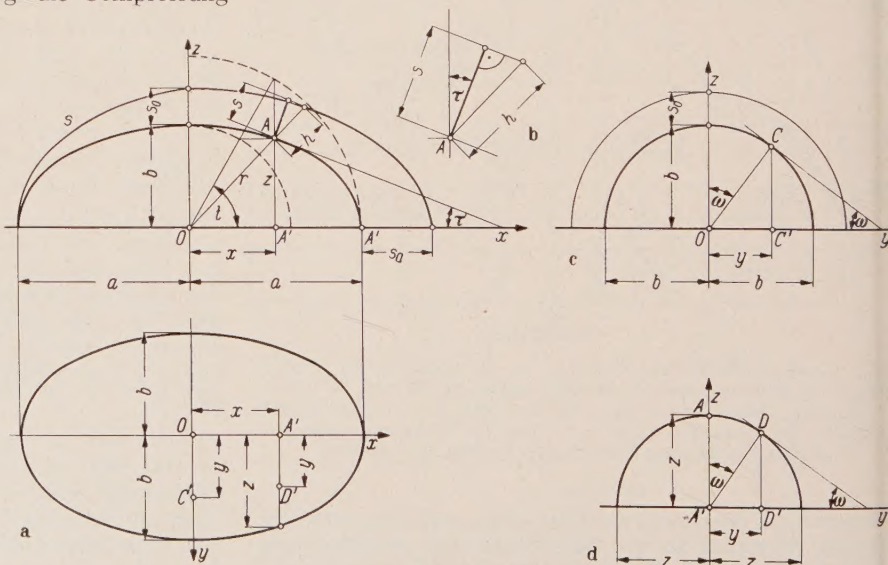


Abb. 2. Verteilung der Belegung auf einem Ellipsoid bei einer Zunahme des Potentials in der x-Richtung.

$$s = 1/2 q \frac{1 + \cos t}{\sqrt{1 - \varepsilon^2 \cos^2 t}}. \quad (2)$$

Überprüfung

- a) $x = -a$, $t = \pi$, $\cos t = -1$, $s = 0$,
b) $x = 0$, $t = \frac{\pi}{2}$, $\cos t = 0$, $s_0 = 1/2 q$,
c) $x = +a$, $t = 0$, $\cos t = +1$, $s_a = a/b \cdot q$.

2. Spannung in der x -Achse. Im Punkt A der Abb. 2 d ein Flächenelement df in der Richtung der Tangente genommen, seine Projektion auf die x , y -Ebene sei df' , bei $df' = df \cdot \cos \tau$. Die lotrechte Spannung in A' sei dann gilt $s df = \sigma_x df' = \sigma_x df \cdot \cos \tau$

$$\sigma_x = \frac{s}{\cos \tau}. \quad (3)$$

mit s aus (2) und

$$\cos \tau = \frac{\sin t}{\sqrt{1 - \varepsilon^2 \cos^2 t}}$$

$$\sigma_x = 1/2 q \frac{1 + \cos t}{\sin t}, \quad (4)$$

$$\cos t = \frac{x}{a}, \quad 1 + \cos t = 1 + \frac{x}{a} = 1/a (a + x), \quad \sin t = \frac{z}{b},$$

$$z = \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - x^2}, \quad \sin t = 1/a \sqrt{a^2 - x^2},$$

mit

$$\sigma_x = 1/2 q \frac{a + x}{\sqrt{a^2 - x^2}}. \quad (5)$$

mit $\xi = \frac{x}{a}$ folgt

$$\sigma_\xi = 1/2 q \frac{1 + \xi}{\sqrt{1 - \xi^2}}. \quad (6)$$

- a) $x = -a$, $\xi = -1$, $\lim, \sigma_\xi = 0$,
b) $x = 0$, $\xi = 0$, $\sigma_0 = 1/2 q$,
c) $x = +a$, $\xi = +1$, $\sigma_R = \infty$, Rand.

3. Spannung in der y -Achse. Im Punkt C der Abb. 2 c ein Flächenelement df in der Richtung der Tangente genommen. Die Belegung s_0 ist konstant. Dann ist wie her

$$\sigma_y = \frac{s_0}{\cos \omega}, \quad (7)$$

$$1/2 q, \quad \sin \omega = \frac{y}{b}, \quad \cos \omega = \sqrt{1 - \left(\frac{y}{b}\right)^2} = 1/b \sqrt{b^2 - y^2},$$

$$\sigma_y = 1/2 \frac{q b}{\sqrt{b^2 - y^2}}. \quad (8)$$

mit $\eta = \frac{y}{b}$ folgt

$$\sigma_\eta = 1/2 \frac{q}{\sqrt{1 - \eta^2}}. \quad (9)$$

- a) $y = 0$, $\eta = 0$, $\sigma_0 = 1/2 q$,
b) $y = \pm b$, $\eta = \pm 1$, $\sigma_R = \infty$, Rand.

4. Spannung in einem beliebigen Punkt. Das Flächenelement df im Punkt A wird vorerst auf die waagrechte Ebene in A projiziert (Abb. 3). Durch Rotation von df' um x -Achse entsteht ein schmaler Kreiszyylinder, dessen Belegung σ_x konstant ist. Der Punkt A gelangt nach D. Die Projektion von df' in D auf die x , y -Ebene erhalten die Spannung $\sigma(x, y)$ in D'

$$\sigma(x, y) = \frac{\sigma_x}{\cos \omega}. \quad (10)$$

$$\sin \omega = \frac{y}{z}, \quad \cos \omega = \sqrt{1 - \left(\frac{y}{z}\right)^2} = \frac{1}{z} \sqrt{z^2 - y^2},$$

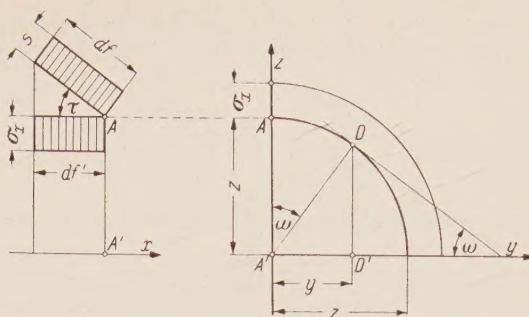


Abb. 3. Projektion eines Flächenelementes df mit der Belegung s auf die waagrechte Grundfläche.

und mit σ_x aus (5) ergibt sich

$$\sigma(x, y) = 1/2 q \frac{(a + x) z}{\sqrt{a^2 - x^2} \sqrt{z^2 - y^2}}. \quad (11)$$

Mit Einführung von

$$z = \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - x^2}$$

folgt

$$\sigma(x, y) = 1/2 q \frac{(a + x) b}{\sqrt{b^2 (a^2 - x^2) - a^2 y^2}}. \quad (12)$$

Dividiert man Zähler und Nenner durch $a \cdot b$, so folgt mit $\xi = \frac{x}{a}$, $\eta = \frac{y}{b}$

$$\sigma(\xi, \eta) = 1/2 q \frac{1 + \xi}{\sqrt{1 - \xi^2 - \eta^2}}. \quad (13)$$

Für die Randpunkte gilt

$$\left(\frac{x}{a}\right)^2 + \left(\frac{y}{b}\right)^2 = \xi^2 + \eta^2 = 1,$$

somit

$$1 - \xi^2 - \eta^2 = 1 - (\xi^2 + \eta^2) = 0, \quad \sigma_R = \infty.$$

In den vorliegenden Gleichungen ist $q = Q/a b \pi$ die mittlere Sohlpressung. Setzt man $b = a$ (Kreis), dann ist $q = Q/a^2 \pi$ und alle Formeln gehen in jene der starren Kreisplatte über.

5. Darstellung von σ_ξ und σ_η . Es wird die Verhältniszahl der Halbachsen $n = a/b$ eingeführt und b sei ein Festwert

$$\sigma_\xi = 1/2 q \frac{1 + \xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} = 1/2 \frac{Q}{a b \pi} \frac{1 + \xi}{\sqrt{1 - \xi^2}}, \quad a = n b.$$

$$\sigma_\xi = 1/2 \frac{Q}{n b^2 \pi} \frac{1 + \xi}{\sqrt{1 - \xi^2}}, \quad q_1 = Q/b^2 \pi$$

ist die mittlere Sohlpressung einer Kreisplatte, daher

$$\sigma_\xi = 1/2 q_1 \frac{1 + \xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \cdot \frac{1}{n}. \quad (14)$$

Aus

$$\sigma_\eta = 1/2 \frac{q}{\sqrt{1 - \eta^2}}$$

folgt wie oben

$$\sigma_\eta = 1/2 \frac{q_1}{\sqrt{1 - \eta^2}} \cdot \frac{1}{n}. \quad (15)$$

Die Abb. 4 und 5 geben den Verlauf von σ_ξ und σ_η .

6. Überprüfung der Gl. (13). Die Summe der Spannungen muß gleich der Gesamtlast sein.

$$Q = \int \sigma(\xi, \eta) df, \quad df = dx \cdot dy, \quad x = \xi a, \quad dx = a d\xi, \\ y = \eta b, \quad dy = b d\eta, \quad df = a b d\xi d\eta,$$

und mit (13)

$$Q = 1/2 q a b \int_{\xi=-1}^{\xi=+1} (1 + \xi) d\xi \cdot 2 \int_{\eta=0}^{\eta=\sqrt{1-\xi^2}} \frac{d\eta}{\sqrt{1-\xi^2-\eta^2}} = a b \pi q. \quad (16)$$

7. Ausmitte von Q . Die Summe der Drehmomente um die y -Achse $\int \sigma(\xi, \eta) d\xi \cdot \xi a$ muß gleich dem Moment $Q e = Q \xi_s a$ sein (Abb. 6).

$$Q \cdot \xi_s a = 1/2 q a^2 b \int_{\xi=-1}^{\xi=+1} (1+\xi) d\xi \cdot 2 \int_{\eta=0}^{\eta=\sqrt{1-\xi^2}} \frac{d\eta}{\sqrt{1-\xi^2-\eta^2}} \quad (17)$$

Die Integration ergibt $J = \frac{\pi}{3}$, daher ist mit $Q = a b \pi q$
 $a b \pi q \cdot \xi_s a = q a^2 b \frac{\pi}{3}$, $\xi_s = 1/3$, $\xi_s = \frac{e}{a}$, $e = \xi_s a = 1/3 a$.
(18)

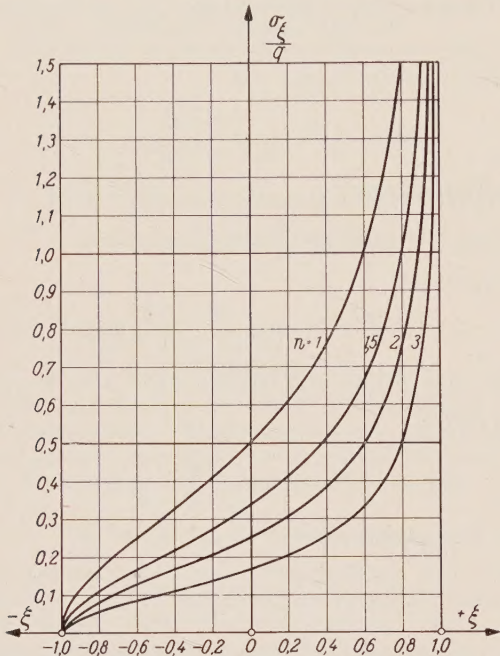


Abb. 4. Sohlpressung σ_{ξ} der elliptischen Platte durch eine ausmittige Belastung in der x -Richtung.

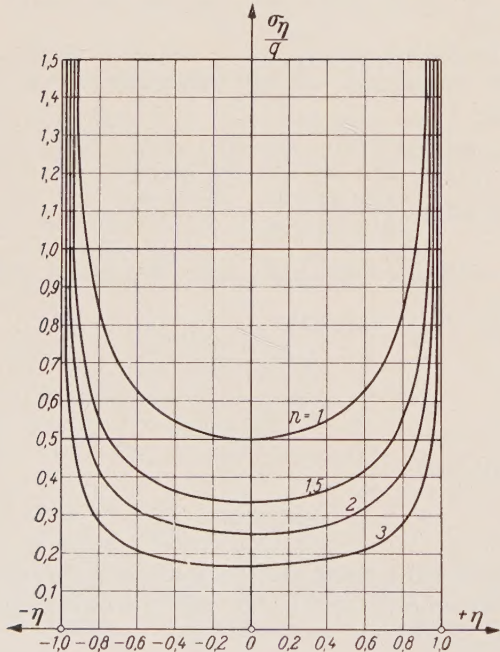


Abb. 5. Sohlpressung σ_{η} der elliptischen Platte durch eine ausmittige Belastung in der x -Richtung.

8. Spannung bei beliebiger Ausmitte. Die elliptische Platte sei in der x -Achse durch zwei lotrechte Lasten Q_1, Q_2 belastet, die Ausmitten seien $e = \pm a/3$, (Abb. 7). Durch Anwendung der Gl. (13) ergibt sich

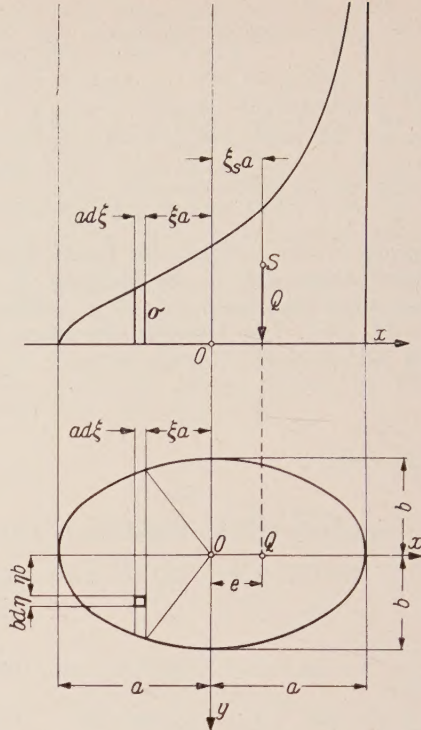


Abb. 6. Zur Ermittlung der Ausmitte von Q .

$$\sigma(\xi, \eta) = 1/2 \frac{1}{\sqrt{1-\xi^2-\eta^2}} [q_1 (1-\xi) + q_2 (1+\xi)],$$
$$\sigma(\xi, \eta) = 1/2 \frac{1}{\sqrt{1-\xi^2-\eta^2}} [(q_1 + q_2) + \xi (q_2 - q_1)].$$

Wir setzen

$$Q_1 + Q_2 = Q$$

und

$$Q_2 a/3 - Q_1 a/3 = Q e,$$
$$q_1 = Q_1/a b \pi, \quad q_2 = Q_2/a b \pi,$$
$$q_1 + q_2 = (Q_1 + Q_2)/a b \pi = Q/a b \pi,$$
$$a b \pi (q_2 - q_1) 1/3 a = 1/3 a^2 b \pi (q_2 - q_1) = Q e,$$
$$q_2 - q_1 = 3 Q e/a^2 b \pi.$$

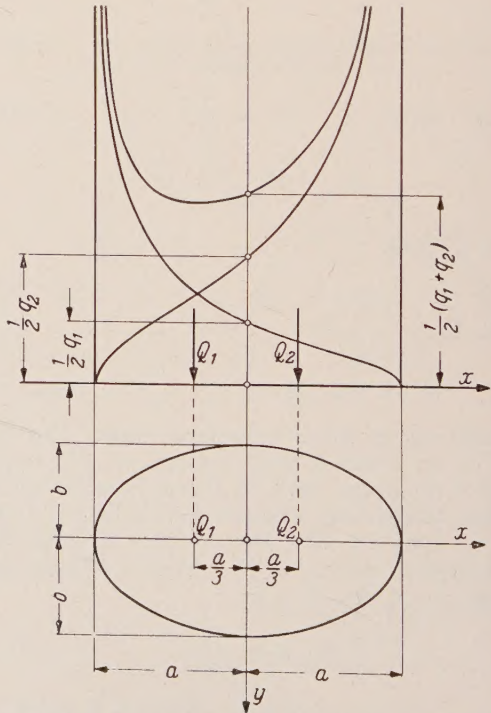


Abb. 7. Zur Ermittlung der Sohlpressung bei beliebiger Ausmitte

urch Einsetzen von (22) und (23) in (19) folgt

$$\sigma(\xi, \eta) = 1/2 \frac{1}{\sqrt{1-\xi^2-\eta^2}} \frac{Q}{a b \pi} \left[1 + \frac{3 e \xi}{a} \right] \quad (24)$$

d mit $Q = a b \pi q$

$$\sigma(\xi, \eta) = 1/2 \frac{q}{\sqrt{1-\xi^2-\eta^2}} \left[1 + \frac{3 e \xi}{a} \right]. \quad (25)$$

e ausmittige Last Q ist gleichwertig einer mittigen Last und einem Drehmoment $M_y = Q e$. Dann ist nach (24)

$$\sigma(\xi, \eta) = 1/2 \frac{Q}{a b \pi \sqrt{1-\xi^2-\eta^2}} + 1/2 \frac{3 e \xi Q}{a^2 b \pi \sqrt{1-\xi^2-\eta^2}}. \quad (26)$$

er erste Summand betrifft die mittige Last Q , der zweite s Moment $M_y = Q e$. Für das Moment allein gilt daher

$$\sigma(\xi, \eta) = \frac{3 M_y}{2 a^2 b \pi} \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2-\eta^2}}. \quad (27)$$

etzt man $\varrho^2 = \xi^2 + \eta^2$, so ist

$$\sigma(\xi, \eta) = \frac{3 M_y}{2 a^2 b \pi} \frac{\xi}{\sqrt{1-\varrho^2}}. \quad (28)$$

r $b = a$ (Kreisplatte) ist

$$\sigma(\xi, \eta) = \frac{3 M_y}{2 a^3 \pi} \frac{\xi}{\sqrt{1-\varrho^2}} \quad (29)$$

Übereinstimmung mit O. K. Fröhlich [2], S. 137.

In der x -Achse ist $\eta = 0$, somit nach Gl. (27)

$$\sigma_{\xi} = \frac{3 M_y}{2 a^2 b \pi} \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}. \quad (30)$$

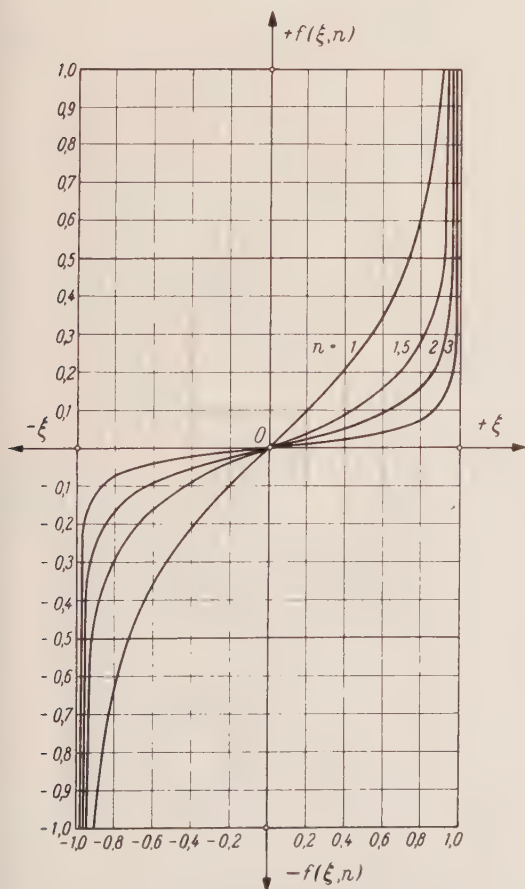


Abb. 8. Sohlpressung σ_{ξ} der elliptischen Platte durch ein Moment M_y in der x -Richtung.

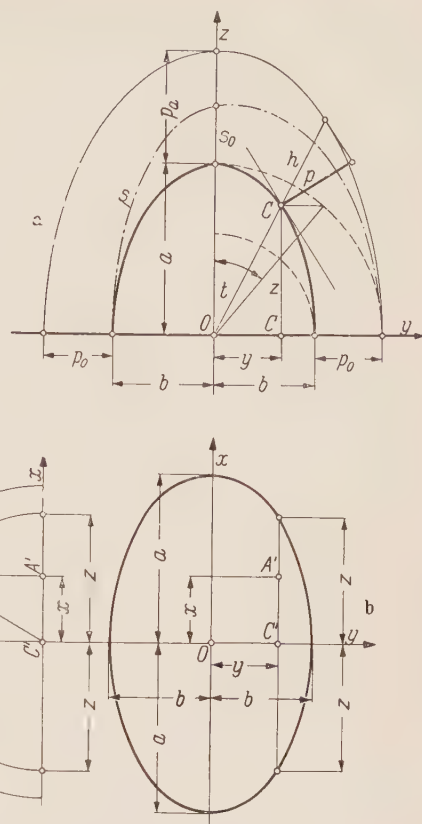


Abb. 9. Verteilung der Belegung auf einem Ellipsoid bei einer Zunahme des Potentials in der y -Richtung.

9. Darstellung von σ_{ξ} . Mit $n = a/b$, $a = nb$ folgt aus Gl. (30)

$$\sigma_{\xi} = \frac{3 M_y}{2 b^3 \pi} \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \cdot \frac{1}{n^2}, \quad (31)$$

in anderer Schreibweise

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\xi} &= \frac{3 M_y}{2 b^3 \pi} \cdot f(\xi, n), \\ f(\xi, n) &= \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \cdot \frac{1}{n^2} \end{aligned} \right\} \quad (31a)$$

Eine Darstellung von $f(\xi, n)$ zeigt die Abb. 8.

II. Ausmitte in der y -Achse

Nach Abb. 9 wird durch Rotation der Grundfläche um die y -Achse ein abgeplattetes Ellipsoid angenommen. Auch in diesem Fall ist das Potential der Belegung im inneren Hohlraum konstant. Die Oberfläche des halben Ellipsoids ist mit p belegt, die Integration ergibt die Gesamtmasse $M = 2 a b \pi \cdot p_a$. Setzt man diese gleich der Belastung der Grundfläche $Q = a b \pi \cdot q_m$, so ergibt sich $p_a = 1/2 q_m$, wie es auch bei Gl. (1) der Fall war.

Die Belegung des Ellipsoids wird in zwei spiegelgleiche Teile geteilt, angedeutet durch die strichpunktierte Linie s.

10. Form der Belegung. Für s besteht die Gleichung

$$s = s_0 \frac{\sqrt{1-\varepsilon^2}}{\sqrt{1-\varepsilon^2 \cos^2 t}} (1 + \sin t). \quad (32)$$

Überprüfung

- a) $y = -b$, $t = -\frac{\pi}{2}$, $\cos t = 0$, $\sin t = -1$, $s = 0$,
- b) $y = 0$, $t = 0$, $\cos t = 1$, $\sin t = 0$, $s_0 = 1/2 q$,
- c) $y = +b$, $t = +\frac{\pi}{2}$, $\cos t = 0$, $\sin t = 1$, $s_b = b/a q$.

Nach Abb. 9c ist in allen Schnitten parallel zur x -Achse die Belegung s konstant. Die Ableitung der Spannungen erfolgt wie im Abschnitt I, sie muß hier wegen Raumerparnis unterbleiben. Übrigens ergab sich ein einfacher Zusammenhang. Die Gleichungen der Spannungen gehen aus jenen des Abschnittes I hervor, wenn man x mit y , ξ mit η und a mit b vertauscht. Nachstehend wird die Zahl der Bezugsformel am linken Rand angegeben.

11. Ergebnisse. Spannung in der x -Achse

(8)
$$\sigma_x = 1/2 \frac{q a}{\sqrt{a^2 - x^2}}, \tag{33}$$

(9)
$$\sigma_\xi = 1/2 \frac{q}{\sqrt{1 - \xi^2}}, \tag{34}$$

Spannung in der y -Achse

(5)
$$\sigma_y = 1/2 q \frac{b + y}{\sqrt{b^2 - y^2}}, \tag{35}$$

(6)
$$\sigma_\eta = 1/2 q \frac{1 + \eta}{\sqrt{1 - \eta^2}}. \tag{36}$$

Spannung in einem beliebigen Punkt

(12)
$$\sigma(x, y) = 1/2 q \frac{(b + y) a}{\sqrt{a^2 (b^2 - y^2) - b^2 x^2}}, \tag{37}$$

(13)
$$\sigma(\xi, \eta) = 1/2 q \frac{1 + \eta}{\sqrt{1 - \xi^2 - \eta^2}}. \tag{38}$$

Darstellung von σ_ξ und σ_η

(15)
$$\sigma_\xi = 1/2 \frac{q_1}{\sqrt{1 - \xi^2}} \cdot \frac{1}{n}. \tag{39}$$

Hier gilt die Abb. 5;

(14)
$$\sigma_\eta = 1/2 q_1 \frac{1 + \eta}{\sqrt{1 - \eta^2}} \cdot \frac{1}{n}. \tag{40}$$

Hier gilt die Abb. 4.

Die Überprüfung der Gl. (38) ergab

$$\int \sigma(\xi, \eta) df = a b \pi q = Q.$$

Ausmitte von Q .

(18)
$$\eta_s = 1/3, \quad \eta_s = \frac{e}{b}, \quad e = \eta_s b = 1/3 b. \tag{41}$$

Spannung bei beliebiger Ausmitte

(25)
$$\sigma(\xi, \eta) = 1/2 \frac{q}{\sqrt{1 - \xi^2 - \eta^2}} \left[1 + \frac{3 e \eta}{b} \right]. \tag{42}$$

Spannung durch das Moment allein

(27)
$$\sigma(\xi, \eta) = \frac{3 M_x}{2 a b^2 \pi} \frac{\eta}{\sqrt{1 - \xi^2 - \eta^2}}, \tag{43}$$

(28)
$$\sigma(\xi, \eta) = \frac{3 M_x}{2 a b^2 \pi} \frac{\eta}{\sqrt{1 - \eta^2}}. \tag{44}$$

Für $b = a$ (Kreisplatte)

(29)
$$\sigma(\xi, \eta) = \frac{3 M_x}{2 a^3 \pi} \frac{\eta}{\sqrt{1 - \eta^2}}. \tag{45}$$

Spannung in der y -Achse durch das Moment allein

(30)
$$\sigma_\eta = \frac{3 M_x}{2 a b^2 \pi} \frac{\eta}{\sqrt{1 - \eta^2}}. \tag{46}$$

Darstellung von σ_η

(31)
$$\sigma_\eta = \frac{3 M_x}{2 b^3 \pi} \frac{\eta}{\sqrt{1 - \eta^2}} \cdot \frac{1}{n}. \tag{47}$$

Ein Vergleich mit Gl. (31) zeigt, daß $1/n^2$ durch $1/n$ ersetzt ist.

(31a)
$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_\eta &= \frac{3 M_x}{2 b^3 \pi} \cdot f(\eta, n), \\ f(\eta, n) &= \frac{\eta}{\sqrt{1 - \eta^2}} \cdot \frac{1}{n}. \end{aligned} \right\} \tag{48}$$

Eine Darstellung von $f(\eta, n)$ zeigt die Abb. 10.

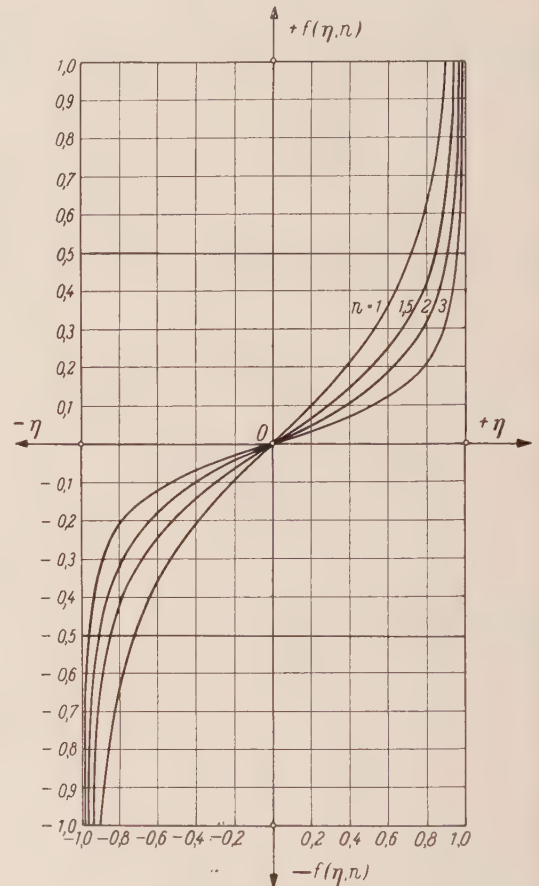


Abb. 10. Sohlpressung σ_η der elliptischen Platte durch ein Moment M_x in der y -Richtung.

B. Ableitung der Schiefstellung

12. Schiefstellung durch eine Flächenlast. Auf der Oberfläche des elastisch-isotropen Halbraumes sei eine Fläche F durch eine stetig verteilte Belastung σ beansprucht (Abb. 11). Dadurch erleidet der Punkt A eine horizontale Verschiebung w , diese ist nach J. Boussinesq [3]

$$w = (1 - \mu^2) \frac{1}{\pi E} \int \frac{\sigma df}{r} = C \int \frac{\sigma df}{r}.$$

μ = Poisson-Querszahl, E = Steifenzahl, $C = (1 - \mu^2) \frac{1}{\pi E}$. Die Fläche F sei mit der Oberfläche des Halbraumes zu fest verbunden, so daß auch Hebungen auftreten können. Fassen wir σdf als Massenelement auf, dann ist die Verschiebung w verhältnismäßig dem Potential der Gesamtmasse F bezogen auf den Punkt A.

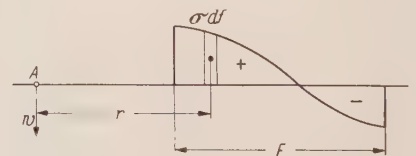


Abb. 11. Verschiebung eines Punktes A in der Oberfläche des Halbraumes durch eine Flächenlast.

Folgender Satz wurde erstmalig von O. K. Fröhlich [3] angegeben: „Die Anziehung (Abstoßung) in A ist proportional dem Maß des Potentialgefälles daselbst, sie gibt daher die N

ng der Verschiebungsfläche in A an, somit die Schief-
stellung.“

13. Schiefstellung in der x-Achse durch ein Moment M_y .
a vorliegenden Fall wird als Aufpunkt der Mittelpunkt 0
r elliptischen Platte angenommen. Die Platte bleibt eben,

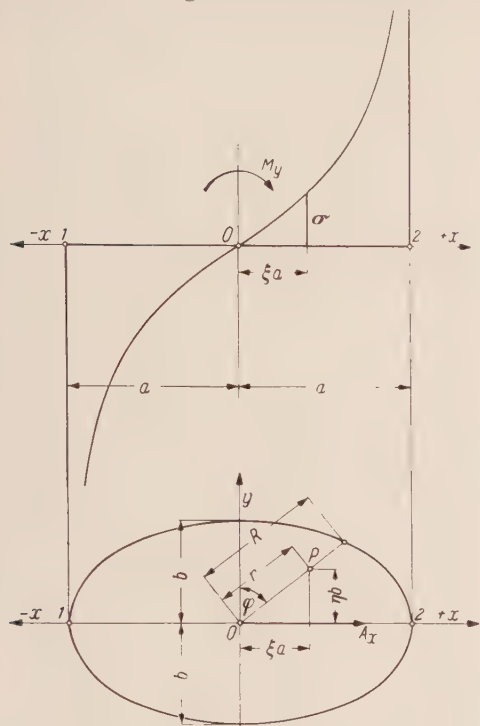


Abb. 12. Zur Schiefstellung der elliptischen Platte durch ein Dreh-
moment M_y in der x-Richtung.

er sie stellt sich schief. Nach Abb. 12 ist die Komponente
r Anziehung des Massenelementes $P = \sigma df$ in der x-
ichtung

$$dA_x = \frac{\sigma df}{r^2} \sin \varphi. \quad (49)$$

nach (28) ist

$$\sigma(\xi, \eta) = \frac{3 M_y}{2 a^2 b \pi} \frac{\xi}{\sqrt{1 - \varrho^2}},$$

weitere nach Abb. 12

$$\xi a = r \sin \varphi, \quad \xi = \frac{r}{a} \sin \varphi, \quad df = r d\varphi dr.$$

es ist leicht nachweisbar, daß $\varrho = \frac{r}{R}$ ist, daher

$$\sqrt{1 - \varrho^2} = \sqrt{1 - \left(\frac{r}{R}\right)^2} = \frac{1}{R} \sqrt{R^2 - r^2},$$

ingesetzt in (49) ergibt

$$dA_x = \frac{3 M_y}{2 a^3 b \pi} \frac{R dr}{\sqrt{R^2 - r^2}} \sin^2 \varphi d\varphi, \quad (50)$$

$$A_x = \frac{3 M_y}{2 a^3 b \pi} \int_{r=0}^{r=R} \frac{R dr}{\sqrt{R^2 - r^2}} 4 \int_{\varphi=0}^{\varphi=\frac{\pi}{2}} \sin^2 \varphi d\varphi. \quad (51)$$

nach der Polargleichung der Ellipse ist

$$R^2 = \frac{b^2}{1 - \varepsilon^2 \sin^2 \varphi}. \quad (52)$$

ie Integration nach r ergibt

$$J = \int_0^R \frac{R dr}{\sqrt{R^2 - r^2}} = R \cdot \frac{\pi}{2},$$

die Integration nach φ

$$J = \frac{\pi}{2} b \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{\sin^2 \varphi d\varphi}{\sqrt{1 - \varepsilon^2 \sin^2 \varphi}}, \quad (53)$$

$$J = \frac{\pi}{2} b \frac{1}{\varepsilon^2} \left[F\left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon\right) - E\left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon\right) \right], \quad (54)$$

dann ist nach (51)

$$A_x = 3 \frac{M_y}{a^3} \frac{1}{\varepsilon^2} \left[F\left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon\right) - E\left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon\right) \right]. \quad (55)$$

Diese Kraft ist konstant längs des Durchmessers 1—2. Die
Neigung der ebenen Setzungsfläche in der x-Richtung ist
dann $\operatorname{tg} \nu_x = C \cdot A_x$ und mit $C = (1 - \mu^2) \frac{1}{\pi E}$ folgt

$$\operatorname{tg} \nu_x = (1 - \mu^2) \frac{3}{\pi} \cdot \frac{M_y}{a^3 E} \cdot \frac{1}{\varepsilon^2} \left[F\left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon\right) - E\left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon\right) \right]. \quad (56)$$

$F\left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon\right), E\left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon\right)$ sind vollständige elliptische Integrale
1. und 2. Gattung, die in den Funktionentafeln von Jahnke
und Emde tabelliert sind. Es sei b ein Festwert, dann
folgt aus (56)

$$a) a = b, \quad \varepsilon = 0, \quad (\text{Kreisplatte}) \quad \varepsilon \rightarrow 0, \quad \lim \frac{1}{\varepsilon^2} [F - E] = \frac{\pi}{4},$$

$$\operatorname{tg} \nu_{0,x} = (1 - \mu^2) \frac{3}{4} \frac{M_y}{b^3 E}. \quad (57)$$

$$b) a = \infty, \quad \varepsilon = 1, \quad (\text{Streifenplatte}) \quad \varepsilon \rightarrow 1, \quad \lim \frac{1}{\varepsilon^2} [F - E] = \infty,$$

$$\lim \operatorname{tg} \nu_x = (1 - \mu^2) \frac{3}{4} \frac{M_y}{E} \frac{\infty}{\infty^3} = 0. \quad (58)$$

14. Darstellung von $\operatorname{tg} \nu_x$. Aus (56) (57) folgt

$$\operatorname{tg} \nu_x = \frac{4}{\pi} \left(\frac{b}{a}\right)^3 \frac{1}{\varepsilon^2} [F - E] = \left(\frac{b}{a}\right)^3 \cdot f_1(\varepsilon), \quad n = a/b,$$

$$\varepsilon^2 = \frac{n^2 - 1}{n^2}, \quad \left(\frac{b}{a}\right)^3 = \frac{1}{n^3},$$

daher

$$\omega_x = \left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \nu_x &= \frac{1}{n^3} \cdot f_1(\varepsilon), \\ f_1(\varepsilon) &= \frac{4}{\pi} \frac{1}{\varepsilon^2} \left[F\left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon\right) - E\left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon\right) \right] \end{aligned} \right\} \quad (59)$$

Darstellung von ω_x in Abb. 14.

Nach (59) (57) ist

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \nu_x - \omega_x \cdot \operatorname{tg} \nu_{0,x} \\ \operatorname{tg} \nu_{0,x} = (1 - \mu^2) \frac{3}{4} \frac{M_y}{b^3 E} \end{aligned} \right\} \quad (60)$$

15. Schiefstellung in der y-Achse durch ein Moment M_x .
Nach Abb. 13 ist die Komponente der Anziehung des Mas-
senelementes $P = \sigma df$ in der y-Richtung

$$dA_y = \frac{\sigma df}{r^2} \cos \varphi. \quad (61)$$

Nach (44) ist

$$\sigma(\xi, \eta) = \frac{3 M_x}{2 a b^2 \pi} \frac{\eta}{\sqrt{1 - \varrho^2}},$$

weitere nach Abb. 13

$$\eta b = r \cos \varphi, \quad \eta = \frac{r}{b} \cos \varphi, \quad df = r d\varphi dr$$

und wie vorher

$$\sqrt{1 - \varrho^2} = \frac{1}{R} \sqrt{R^2 - r^2},$$

eingesetzt in (61)

$$dA_y = \frac{3 M_x}{2 a b^3 \pi} \frac{R dr}{\sqrt{R^2 - r^2}} \cos^2 \varphi d\varphi,$$

$$A_y = \frac{3 M_x}{2 a b^3 \pi} \int_{r=0}^{r=R} \frac{R dr}{\sqrt{R^2 - r^2}} \int_{\varphi=0}^{\varphi=\frac{\pi}{2}} 4 \cos^2 \varphi d\varphi.$$

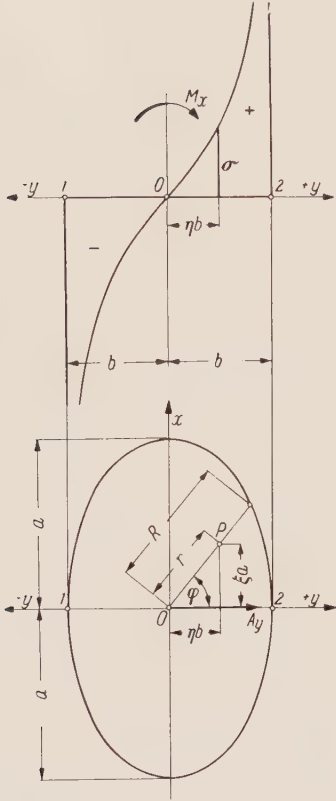


Abb. 13. Zur Schiefstellung der elliptischen Platte durch ein Drehmoment M_x in der y -Richtung.

Mit

$$R^2 = \frac{b^2}{1 - \varepsilon^2 \sin^2 \varphi}$$

ergibt die Integration

$$J = \frac{\pi}{2} b \frac{1}{\varepsilon^2} \left[E \left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon \right) - (1 - \varepsilon^2) F \left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon \right) \right], \quad (64)$$

somit ist nach (63)

$$A_y = 3 \frac{M_x}{a b^2} \frac{1}{\varepsilon^2} \left[E \left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon \right) - (1 - \varepsilon^2) F \left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon \right) \right], \quad (65)$$

$$\operatorname{tg} \nu_y = C \cdot A_y, \quad C = (1 - \mu^2) \frac{1}{\pi E},$$

$$\operatorname{tg} \nu_y = (1 - \mu^2) \frac{3}{\pi} \frac{M_x}{a b^2 E} \frac{1}{\varepsilon^2} \left[E \left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon \right) - (1 - \varepsilon^2) F \left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon \right) \right]. \quad (66)$$

Es sei b ein Festwert, dann folgt aus (66)

$$a) \ a = b, \ \varepsilon = 0, \ (\text{Kreisplatte}) \ \varepsilon \rightarrow 0, \ \lim_{\varepsilon \rightarrow 0} \frac{1}{\varepsilon^2} [E - (1 - \varepsilon^2) F] = \frac{\pi}{4}$$

$$\operatorname{tg} \nu_{0,y} = (1 - \mu^2) \frac{3}{4} \frac{M_x}{b^3 E}. \quad (67)$$

$$b) \ a = \infty, \ \varepsilon = 1, \ (\text{Streifenplatte}) \ \varepsilon \rightarrow 1, \ \lim_{\varepsilon \rightarrow 1} \frac{1}{\varepsilon^2} [E - (1 - \varepsilon^2) F] = 1,$$

$$\lim \operatorname{tg} \nu_y = (1 - \mu^2) \frac{M_x}{b^2 E} \cdot \frac{1}{\infty} = 0. \quad (68)$$

16. Darstellung von $\operatorname{tg} \nu_y$. Aus (66) (67) folgt

$$\operatorname{tg} \nu_y = \frac{4}{\pi} \frac{b}{a} \frac{1}{\varepsilon^2} [E - (1 - \varepsilon^2) F] = \frac{b}{a} \cdot f_2(\varepsilon), \quad n = a/b, \quad (62)$$
$$\varepsilon^2 = \frac{n^2 - 1}{n^2}, \quad b/a = \frac{1}{n}$$

somit

$$\omega_y = \frac{\operatorname{tg} \nu_y}{\operatorname{tg} \nu_{0,y}} = \frac{1}{n} \cdot f_2(\varepsilon), \quad (63)$$
$$f_2(\varepsilon) = \frac{4}{\pi} \frac{1}{\varepsilon^2} \left[E \left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon \right) - (1 - \varepsilon^2) F \left(\frac{\pi}{2}, \varepsilon \right) \right].$$

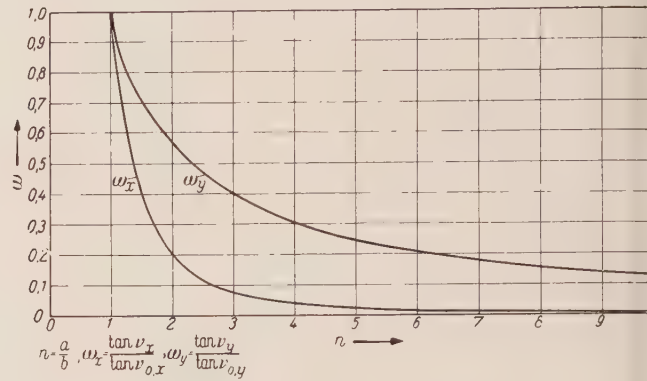


Abb. 14. Darstellung der Faktoren ω_x, ω_y .

Darstellung von ω_y in Abb. 14

Nach (69) (67) ist

$$\operatorname{tg} \nu_y = \omega_y \cdot \operatorname{tg} \nu_{0,y}, \quad (69)$$
$$\operatorname{tg} \nu_{0,y} = (1 - \mu^2) \frac{3}{4} \frac{M_x}{b^3 E}.$$

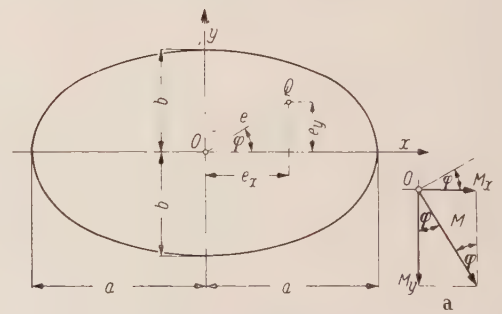


Abb. 15. Zur Schiefstellung der elliptischen Platte bei beliebiger Ausmitte der lotrechten Last Q .

17. Schiefstellung bei beliebiger Ausmitte. Die Richtung der Ausmitte e sei durch den Winkel φ zur x -Achse gegeben (Abb. 15). Trägt man die Momente als Vektoren auf, so ist nach Abb. 15a

$$M_x = M \sin \varphi, \quad M_y = M \cos \varphi. \quad (70)$$

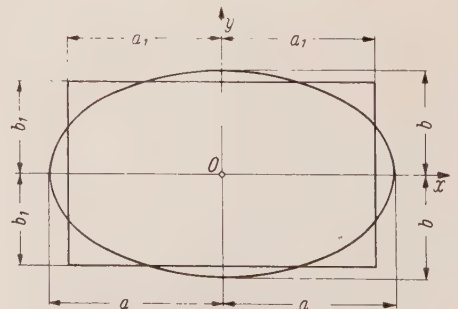


Abb. 16. Verwandlung einer elliptischen Platte in eine Rechteckplatte

ch (60)

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \nu_x &= \omega_x \cdot \operatorname{tg} \nu_{0,x} = \omega_x (1 - \mu^2) \frac{3}{4} \frac{M_y}{b^3 E}, \\ \operatorname{tg} \nu_x &= \omega_x (1 - \mu^2) \frac{3}{4} \frac{M}{b^3 E} \cos \varphi. \end{aligned} \quad (72)$$

ch (70)

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \nu_y &= \omega_y \cdot \operatorname{tg} \nu_{0,y} = \omega_y (1 - \mu^2) \frac{3}{4} \frac{M_x}{b^3 E}, \\ \operatorname{tg} \nu_y &= \omega_y (1 - \mu^2) \frac{3}{4} \frac{M}{b^3 E} \sin \varphi. \end{aligned} \quad (73)$$

e Schiefstellung einer Kreisplatte (Halbmesser b) in der ... φ durch ein Moment $M = Q e$ ist

$$\operatorname{tg} \nu = (1 - \mu^2) \frac{3}{4} \frac{M}{b^3 E} \quad (74)$$

geführt in (72) (73) ergibt

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \nu_x &= \omega_x \operatorname{tg} \nu \cdot \cos \varphi, \\ \operatorname{tg} \nu_y &= \omega_y \operatorname{tg} \nu \cdot \sin \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (75)$$

amit sind die Schiefstellungen bei beliebiger Ausmitte gegeben.

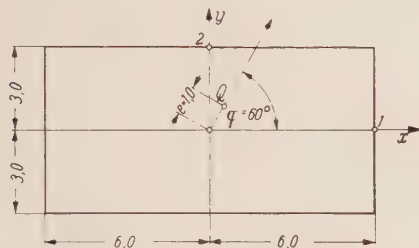


Abb. 17. Zum Zahlenbeispiel einer rechteckigen Platte mit schrägliegender Ausmitte der lotrechten Last Q .

C. Anwendung auf Rechteckplatten

Vorliegend sei ein Rechteck $2a_1 \times 2b_1$. Es wird in eine chengleiche Ellipse mit den Halbachsen a, b verwandelt, bb. 16). Außer der Gleichheit der Flächen wird noch gende Bedingung gestellt

$$n = a/b = a_1/b_1. \quad (76)$$

is $F = a b \pi$, $F_1 = 4 a_1 b_1$ folgt zunächst

$$a = \frac{2}{\sqrt{\pi}} a_1, \quad b = \frac{2}{\sqrt{\pi}} b_1 \quad (77)$$

d

$$\varepsilon^2 = \frac{a^2 - b^2}{a^2} = \frac{n^2 - 1}{n^2}.$$

In den Gl. (59) (69) hat ε^2 dieselbe Form, somit wäre e Anwendung auf Rechteckplatten möglich.

(Die Schiefstellung von rechteckigen Membranen haben Tettinek und F. Matl [4] angegeben. Daraus wur- n die mittleren Schiefstellungen in der Richtung beider hsen und die Faktoren ω_x, ω_y berechnet. Sie stimmten t der Abb. 14 sehr gut überein, obwohl die Setzungs-

mulde nur angenähert erfaßbar war. Damit ist nachgewie- sen, daß die abgeleiteten Gleichungen der elliptischen Platte tatsächlich auf Rechteckplatten anwendbar sind.

Beispiel: Vorliegend sei eine rechteckige Fundament- platte $2a_1 \times 2b_1 = 12 \times 6 \text{ m} = 72 \text{ m}^2$. Lotrechte Last $Q = 2000 \text{ t}$, Ausmitte $e = 1,00 \text{ m}$, $\varphi = 60^\circ$ (Abb. 17). Mittlere Sohlpressung $q = 2000/72 = 28 \text{ t/m}^2 = 2,8 \text{ kg/cm}^2$. Kennziffern des Baugrundes $E = 200 \text{ kg/cm}^2$, $\mu = 1/3$.

$$M = Q e = 2000 \cdot 1,0 = 2000 \text{ tm} = 2 \cdot 10^8 \text{ kgcm}.$$

Nach Gl. (77)

$$b = \frac{2}{\sqrt{\pi}} b_1 = \frac{2}{\sqrt{\pi}} 3,0 = 3,4 \text{ m}.$$

Nach (74)

$$\operatorname{tg} \nu = (1 - \mu^2) \frac{3}{4} \frac{M}{b^3 E} = \frac{2}{3} \frac{2 \cdot 10^8}{39 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 10^2} = 2/117 = 0,017,$$

$$n = a_1/b_1 = 6,0/3,0 = 2,0,$$

nach Abb. 14

$$\omega_x = 0,20, \quad \omega_y = 0,57, \quad \varphi = 60^\circ, \quad \sin \varphi = 0,87, \quad \cos \varphi = 0,50,$$

nach (75)

$$\operatorname{tg} \nu_x = \omega_x \operatorname{tg} \nu \cdot \cos \varphi = 0,20 \cdot 0,017 \cdot 0,50 = 0,0017,$$

$$\operatorname{tg} \nu_y = \omega_y \operatorname{tg} \nu \cdot \sin \varphi = 0,57 \cdot 0,017 \cdot 0,87 = 0,0084.$$

Setzung der Randpunkte 1,2.

$$w_1 = a_1 \operatorname{tg} \nu_x = 600 \cdot 0,0017 = 1,0 \text{ cm},$$

$$w_2 = b_1 \operatorname{tg} \nu_y = 300 \cdot 0,0084 = 2,5 \text{ cm}.$$

Höhe des Bauwerkes $h = 20 \text{ m}$, obere Auslenkungen $\Delta x = h \cdot \operatorname{tg} \nu_x = 2000 \cdot 0,0017 = 3,4 \text{ cm}$, $\Delta y = h \cdot \operatorname{tg} \nu_y = 2000 \cdot 0,0084 = 16,8 \text{ cm}$. Dazu kommt noch eine gleichmäßige Setzung durch die Last Q , die nach dem vorhergehenden Artikel des Verfassers [5] zu berechnen ist.

D. Schlußfassung

Zwischen einer starren elliptischen Platte und einer Rechteckplatte auf homogener Unterlage besteht hinsicht- lich Setzung und Schiefstellung ein einfacher Zusammen- hang. Sie können vertauscht werden, wenn beide flächen- gleich sind und die Verhältniszahl der Halbachsen $n = a/b$ der Ellipse gleich jener der Seiten $n = a_1/b_1$ des Recht- eckes ist.

Literatur

1. J. Boussinesq: Application des potentiels, Paris 1885.
2. O. K. Fröhlich: Die starre Kreisplatte auf elastisch-isotroper Unterlage, Geologie und Bauwesen (1943), H. 4.
3. O. K. Fröhlich: Über eine einfache Anwendung der Poten- tialtheorie auf die Berechnung der Schiefstellung von Bauwerken, An- zeiger der math.-naturw. Klasse der Österr. Akad. d. Wissensch. (1952), Nr. 7.
4. W. Tettinek und F. Matl: A contribution to calculating the inclination of eccentrically loaded foundations, 3. Internationaler Kongreß für Bodenmechanik und Grundbau, Zürich 1953, Bericht Bd. I, 4/28.
5. K. Fischer: Die starre elliptische Platte auf elastisch-isotroper Unterlage mit Anwendung auf rechteckige Platten, Bauingenieur 33 (1958) S. 97.

Der Momentenausgleich nach Cross bei Berücksichtigung der Schubverformung

Von Dr.-Ing. F. Resinger, Technische Hochschule Graz

DK 624.072.23 : 624.041.62 : 519.281.1

In der Berechnung von Durchlaufträgern wird der Einfluß der Schubverformung infolge der Querkraft i. a. nicht berücksichtigt. Er wächst jedoch mit dem Verhältnis der Trägerhöhe zur Stützweite, insbesondere auch mit abnehmender Stegblechdicke bei genieteten oder geschweißten Trägern, so daß er für größere Genauigkeitsansprüche nicht mehr zu vernachlässigen ist. Bei der Berechnung nach der Kraftmethode ist dieser Querkrafteinfluß in bekannter Art leicht in Ansatz zu bringen. Da für Durchlaufträger heute jedoch allgemein die Momentenausgleichsmethode von Cross angewendet wird, soll im folgenden gezeigt werden, wie auch hierbei — durch eine einfache Korrektur der Steifigkeits- und Fortleitungszahlen sowie der Volleinspannmomente — der Schubeinfluß erfaßt werden kann.

Beim Fachwerkdurchlaufträger wird oft — zumindest für die erste Näherungsrechnung — ein stellvertretender Träger mit dem Trägheitsmoment der Fachwerkgurte eingeführt und die Verformung der Füllstäbe vernachlässigt, da die Berechnung als Fachwerk einen verhältnismäßig großen Aufwand mit sich bringt. Faßt man die Diagonalen als Schubaufnehmenden Steg auf, so kann die im folgenden vorgeschlagene „Schubkorrektur“ des Crossausgleiches auch für die Verbesserung dieser Durchlauf-fachwerkberechnung verwendet werden.

Schubkorrigierte Steifigkeits- und Fortleitungszahlen

Führen wir in die nach dem Prinzip der virtuellen Arbeit unter Berücksichtigung des Querkrafteinflusses ermittelte Formänderung

$$\delta_{ik} = \frac{6 E \cdot J}{l} \delta_{ik} = \frac{6}{l} \int_0^l M_i \cdot M_k \cdot ds + \frac{6 E \cdot J}{G \cdot F_s \cdot l} \int_0^l Q_i \cdot Q_k \cdot ds$$

den dimensionslosen „Schubkorrekturwert“

$$\varrho = \frac{6 E \cdot J}{G \cdot F_s \cdot l^2} \quad (1a)$$

ein, so erhalten wir für die Standardfälle nach Abb. 1 bei angreifenden Stabendmomenten von der Größe 1 die folgenden Stabendverdrehungswinkel:

$$\left. \begin{aligned} \text{im Fall 1: } \delta_{11}^1 &= \delta_{22}^1 = 2 + \varrho; \quad \delta_{12}^1 = \delta_{21}^1 = 1 - \varrho; \\ \text{im Fall 2: } X_2 &= -\frac{\delta_{22}^1}{\delta_{12}^1} = -\frac{1 - \varrho}{2 + \varrho}; \\ \delta_{11}^2 &= \delta_{11}^1 + X_2 \delta_{12}^1 = \frac{3(1 + 2\varrho)}{2 + \varrho}; \\ \text{im Fall 3: } \delta_{11}^3 &= 3; \quad \text{und} \\ \text{im Fall 4: } \delta_{11}^4 &= 1 + 2\varrho. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Hierbei ist im ϱ -Wert für die maßgebende Fläche F_s beim Rechteckquerschnitt $\frac{F}{1,2}$, bei den genormten I- und U-Walzprofilen sowie bei den genieteten und geschweißten Trägern — genügend genau — die Stegfläche über die volle Trägerhöhe einzusetzen. Für Stahl mit $\frac{E}{G} = 2,6$ erhält man den Schubkorrekturwert

$$\varrho = \frac{15,6 \cdot J}{F_s \cdot l^2} \quad (1b)$$

Die Steifigkeitszahl eines Durchlauffeldes — definiert als Moment für den Drehwinkel 1 —

$$s = \frac{3}{2} \cdot \frac{l}{J_c} \cdot \frac{1}{\delta_{11}^1}$$

wobei es auf einen gemeinsamen Faktor aller Felder nicht ankommt, wird nun (mit $\frac{l}{J_c}$ als Festwert) für das Feld i

$$\left. \begin{aligned} \text{im Fall 1: } s_i^{(0)} &= \frac{J_i \cdot l_c}{J_c \cdot l_i} \cdot \frac{3}{2(2 + \varrho_i)}, \\ \text{im Fall 2: } s_i &= \frac{J_i \cdot l_c}{J_c \cdot l_i} \cdot \frac{2 + \varrho_i}{2(1 + 2\varrho_i)}, \\ \text{im Fall 3: } s_i^s &= \frac{J_i \cdot l_c}{J_c \cdot l_i} \cdot \frac{1}{2} \quad \text{und} \\ \text{im Fall 4: } s_i^a &= \frac{J_i \cdot l_c}{J_c \cdot l_i} \cdot \frac{3}{2(1 + 2\varrho_i)}. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Man erkennt, daß sich für die Vernachlässigung des Schubeinflusses ($\varrho = 0$) die bekannten Steifigkeitswerte $\left(\frac{3}{4}, 1, \frac{1}{2} \text{ und } \frac{3}{2}\right)$ ergeben.

Die Fortleitungszahl erhalten wir als Verhältnis des am Gegenende auftretenden Momentes zum angreifenden M

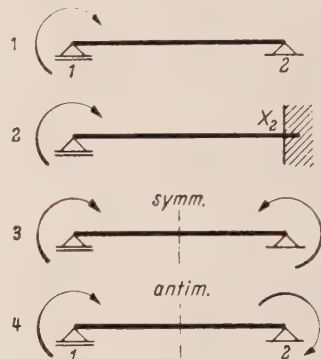


Abb. 1. Standardfälle.

ment im Fall 2 — man vergleiche den X_2 -Wert in den Gln. (2) — mit

$$c = \frac{1 - \varrho}{2 + \varrho}.$$

Im Fall 1 wird kein Moment fortgeleitet, in den Fällen 2 und 4 ist das Moment am Gegenende durch die Symmetriebedingung festgelegt.

Beim Durchlaufträger — einem offenen Stabsystem — wird man vorteilhaft stets die gekoppelten Steifigkeits- und Fortleitungszahlen verwenden, die in der allgemeinen Form nach E. E. Lundquist [1] auch für die nach den Gln. (2) und (4) erweiterten Ausgleichszahlen gültig sind:

$$\left. \begin{aligned} c_i &= \frac{c_i}{1 + \frac{s_i^{(0)}}{s_i - 1}}, \\ s_i &= \frac{s_i^{(0)}}{1 - c_i \cdot c_i}. \end{aligned} \right\}$$

Zur Durchführung des gekoppelten Ausgleiches wird auf die einschlägige Literatur von Lundquist [1], D. Steinman [2] und R. Heilig-A. Müllenhoff [3] sowie auf das gebrachte Zahlenbeispiel verwiesen.

Schubkorrigierte Volleinspannmomente

Die Volleinspannmomente unter Berücksichtigung des Schubeinflusses sind, ohne die einfache Ableitung hier zu bringen, in der Tabelle 1 für die wichtigsten Fälle zusammengestellt. (Vorzeichen nach der Knotenuhrzeigerregel.)

¹ Mit $\varrho = 2\bar{\kappa}$ kommt man zu den auch von V. Koloušek angegebenen Werten. „Baudynamik der Durchlaufträger und Rahmenträger“. Leipzig: Fachbuchverlag 1953, Tabellen A und B.

Tabelle 1. Volleinspannmomente

	Lastfall	Volleinspannmoment
1		$\bar{M}_2 = -\frac{p \cdot l^2}{4(2 + \varrho)}$
2		$\bar{M}_2 = -\bar{M}_1 = -\frac{p \cdot l^2}{12}$
3		$\bar{M}_2 = -\frac{P \cdot l}{2 + \varrho} \xi (1 - \xi^2)$
4		$\bar{M}_1 = P \cdot l \cdot \xi (1 - \xi) \frac{\xi + \varrho}{1 + 2\varrho}$ $\bar{M}_2 = -P \cdot l \cdot \xi (1 - \xi) \frac{1 - \xi + \varrho}{1 + 2\varrho}$
5		$\bar{M}_2 = -\frac{3 E \cdot J}{l^2} \cdot \frac{2}{2 + \varrho} \cdot \Delta$
6		$\bar{M}_2 = \bar{M}_1 = -\frac{6 E \cdot J}{l^2} \cdot \frac{1}{1 + 2\varrho} \cdot \Delta$

Anwendung auf Fachwerkträger

Die ideale Schubblechdicke von Diagonalen ist in der Literatur bereits öfters angegeben, s. F. Wansleben [4], und beträgt mit den Bezeichnungen nach Abb. 2

$$\bar{d} = \frac{E}{G} \cdot \frac{a \cdot b \cdot f_D}{l_D^3}$$

für

$$J = f_g \frac{h^2}{2}$$

wird dann die Schubkorrekturzahl

$$\varrho = 3 \frac{f_g}{f_D} \cdot \frac{h \cdot l_D^3}{a \cdot b \cdot l^2} \quad (1c)$$

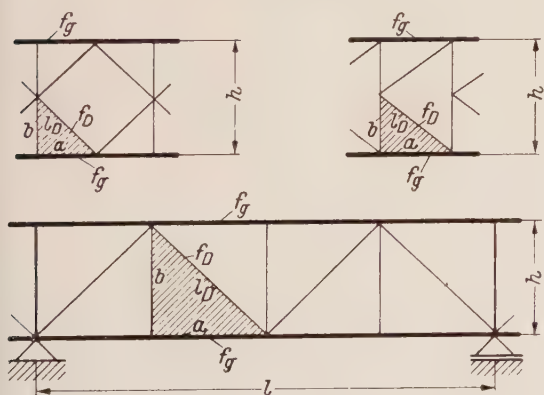


Abb. 2. Zur Bestimmung des ϱ -Wertes in Fachwerken.

Dieser Wert gilt allerdings nur für ein Fach und ändert sich mit veränderlichem $\frac{f_g}{f_D}$ -Verhältnis innerhalb eines Durchlaufträgerfeldes. Mit einem Mittelwert, der — nach einer Übung — auch ohne vorherige Bemessung der Diagonalen abzuschätzen ist, kommt man jedoch meist schon zu sehr guten Ergebnissen.

Es zeigt sich, daß die Nachgiebigkeit der Diagonalen durchaus nicht immer zu vernachlässigen ist, da die verbleibende Bleckdicke vielfach in der Größenordnung von

1 mm liegt. Wenn auch die vorgeschlagene Berücksichtigung eine genaue statisch unbestimmte Fachwerkberechnung nicht voll ersetzen kann, so bringt sie doch eine sehr einfache Möglichkeit, die oft übliche Trägerrechnung zu verbessern. Der ϱ -Wert selbst — man betrachte die Gln. (3) und (4) sowie die Tabelle 1 — zeigt schon an, ob ein merklicher Schubeinfluß vorhanden ist.

Zahlenbeispiele

Beispiel 1

Um den Schubeinfluß bei einem einfachen Fall zahlenmäßig abzuschätzen, betrachten wir den einseitig eingespannten Balken nach Abb. 3. Für drei verschiedene Höhen

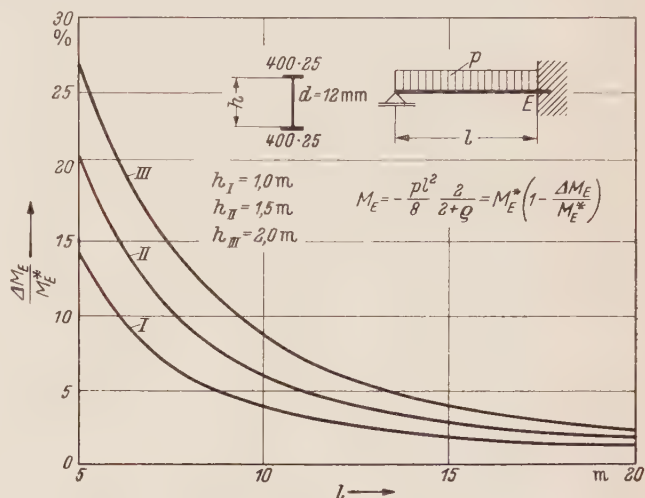


Abb. 3. Abhängigkeit des ϱ -Einflusses von Stützweite und Steghöhe.

des angegebenen Querschnitts ist die durch den Querkrafteinfluß bedingte Abminderung des Einspannmomentes ΔM_E in Abhängigkeit von der Stützweite im Diagramm der Abb. 3 aufgetragen. Man erkennt, daß schon für Steghöhenverhältnisse, die im praktischen Stahlbau ohne weiteres vorkommen, dieser Einfluß nicht mehr vernachlässigbar ist.

Beispiel 2

Um die Anwendung der schubkorrigierten Ausgleichszahlen zu zeigen, führen wir den Momentenausgleich für den nach Abb. 4 belasteten Durchlaufträger durch. Unter



Abb. 4. Durchlaufträger (Beispiel 2).

der Annahme des Querschnitts von Abb. 3 mit $h_I = 1,0$ m und $J = 625\,400$ cm⁴ — konstant über alle Felder — erhalten wir nach (1b) die Werte

$$\varrho_1 = \frac{15,6 \cdot 625\,400}{120 \cdot 820^2} = 0,121,$$

$$\varrho_2 = \varrho_3 = \frac{15,6 \cdot 625\,400}{120 \cdot 640^2} = 0,199$$

und somit nach (3) und (4) folgende Ausgleichszahlen:

$$\text{Feld 0—1: } s_{1,0}^{(0)} = \frac{6,4}{8,2} \cdot \frac{3}{2(2 + 0,121)} = 0,552$$

$$\text{Feld 1—2: } s_{1,2} = \frac{2 + 0,199}{2(1 + 2 \cdot 0,199)} = 0,786;$$

$$c_{1,2} = \frac{1 - 0,199}{2 + 0,199} = 0,364,$$

$$\text{Feld 2—3: } s_{2,3}^{(0)} = \frac{3}{2(2 + 0,199)} = 0,625 = s_{1,2}^{(0)}.$$

Arbeiten wir mit dem gekoppelten Ausgleich, so ermitteln wir (für die Wahl des Zentrums im Punkt 2) die Werte des Feldes 1—2 nach (5):

$$\bar{c}_{2,1} = \frac{0,364}{1 + \frac{0,626}{0,552}} = 0,171 \quad (\text{Fortleitungszahl von 2 nach 1}),$$

$$s_{2,1} = \frac{0,626}{1 - 0,364 \cdot 0,171} = 0,668 \quad (\text{Steifigkeitszahl des Stabzuges 2—1—0}).$$

In das Ausgleichsschema (Abb. 5) sind statt der Steifigkeitswerte s die sich je Knoten auf 1,0 addierenden

	(0,552)1	(0,786)	(0,668)2	(0,626)3	
	0,413	0,587	0,516	0,484	
	← 0	0,364 →	← 0,171	0 →	
M_1 :	-7,92	+3,41	-3,41	0	
	+1,86	+2,65	+0,96		
	-0,22	+0,22	+1,26	+1,19	
M_2 :	-6,28		-1,19		$m^2 \cdot p$

Abb. 5. Momentenausgleich zum Beispiel 2.

Steifigkeitszahlen eingetragen. Die auszugleichenden Voll-einspannmomente ergeben sich nach Tabelle 1 zu

$$M_{1,0} = -\frac{p \cdot l_{1,0}^2}{4(2 + \varrho_1)} = -p \cdot 4 \cdot \frac{8,2^2}{2,121} = -7,92 m^2 \cdot p,$$

$$M_{1,2} = -M_{2,1} = -\frac{p \cdot l_{1,2}^2}{12} = 3,41 m^2 \cdot p.$$

Der in Abb. 5 gezeigte Ausgleich liefert die Stütz-momente $M_1 = -6,28 m^2 \cdot p$ und $M_2 = -1,19 m^2 \cdot p$ gegen-über den Werten $-6,81 m^2 \cdot p$ und $-0,85 m^2 \cdot p$ ohne Be-rücksichtigung der Schubverformung. Zu beachten ist, daß die Abminderung des Stützmomentes M_1 zugleich eine Ver-größerung des Feldmomentes $M_{0,1}$ bedeutet.

Beispiel 3

Schließlich sei noch ein einfaches Anwendungsbeispiel für den Fall eines Durchlauffachwerkträgers mit der Be-lastung und den Abmessungen nach Abb. 6 gebracht. Das

Höhen/Stützweitenverhältnis wurde mit Absicht nicht zu hoch gewählt, die Gurte sind — wie in der Praxis häufig — mit durchgehend konstantem Querschnitt (70 cm^2) an-genommen. Die Diagonalstäbe aus Doppelwinkeln haben die Querschnittsflächen $f_{D1} = f_{D5} = 50,8 \text{ cm}^2$, $f_{D2} = f_{D3} = f_{D4} = 31,0 \text{ cm}^2$ und $f_{D6} = 70,0 \text{ cm}^2$. Aus den nach (1c) gebi-deten ϱ -Werten

$$\varrho_1 = \varrho_5 = 3 \cdot \frac{70,0}{50,8} \cdot \frac{1,80^2}{1,50 \cdot 9,0^2} = 0,198,$$

$$\varrho_2 = \varrho_3 = \varrho_4 = 0,325,$$

$$\varrho_6 = 0,144$$

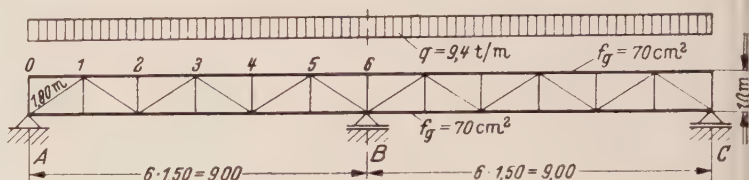


Abb. 6. Durchlaufender Fachwerkträger (Beispiel 3).

ergibt sich der Mittelwert $\varrho_m = 0,253$ und damit (s. Ta-belle 1, Zeile 1) das Moment an der Stütze B zu

$$M_B = -\frac{q \cdot l^2}{8} \cdot \frac{2}{2 + \varrho_m} = -\frac{q \cdot l^2}{8} \cdot 0,888 = -84,5 \text{ tm}$$

(gegenüber $-95,2 \text{ tm}$ ohne Schubefluß).

Zum Vergleich wurde die genaue statisch-unbestimmt Fachwerkberechnung durchgeführt und hierbei das Stütz-moment $M_B = -84,2 \text{ tm}$ erhalten.

Literatur

1. E. E. Lundquist: Stability of Structural Members under Axial Load. N.A.C.A. Techn. Note 617, 1937. — Principles of Moment Distribution Applied to Stability of Structural Members. Proc. of the Fifth International Congress of Appl. Mech. (1938) S. 145.
2. D. B. Steinman: Moment Distribution by Linked Rigidity. Eng. News-Rec., May and June 1944, and Moment Distribution by Symmetry and Anti Symmetry. Eng. News-Rec., Jan. 1945.
3. A. Müllenhoff und R. Heilig: Neue Verfahren zur Berechnung durchlaufender Träger und steifer Rahmen. Stahlbau 21 (1951) S. 105.
4. F. Wansleben: Die Theorie der Drillfestigkeit von Stahlbau-teilen. Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues, Heft 11. Stahlbau-Verlag G.m.b.H., Köln 1956.

Geotechnische Probleme für die Gründung und Ausführung von Verkehrsdämmen auf unregelmäßigen tiefgründigen Faulschlammablagerungen unter Wasser

Von Professor Dr.-Ing. K. Keil, Hochschule für Verkehrswesen, Dresden

(Fortsetzung aus Heft 3)

DK 625.731 : 624.136 : 624.131.276

II

Die Verfahren der Dammgründung

Bei derartigen umfangreichen geotechnischen Bauauf-gaben kommen zum Unterschied gegenüber Lösungen bei kleineren Objekten grundsätzlich nur zwei Verfahren in Frage, die das gewünschte Ziel der gesicherten Gründung ermöglichen:

1. das Dränverfahren,
2. das Absenkverfahren.

1. Das Dränverfahren

Es stützt sich auf die Erfahrung, daß es meist sehr schwierig ist — und die Ausführung der Autobahndämme im Umkreis von Berlin in den dreißiger Jahren bestätigen dies sehr eindeutig an der Torfsprengung an der Golling-wiese [1, 2] —, den Faulschlamm durch die für diese klei-

neren Vorkommen organischer Ablagerungen angewandten Schüttsprengeverfahren unter der Dammsohle zu verdrän-gen. Das Dränverfahren ist wiederholt in der Literatur be-schrieben worden, so daß es in seiner Anwendung als Sanddrän- oder Pappdränverfahren als bekannt voraus-gesetzt werden darf. Es ist an einem Damm von dem Augenblick an anwendbar, sobald der Dammkörper etwa 1 m über dem Wasserspiegel herausragt. Bis zu diesem Zeitpunkt besteht Unsicherheit über das Verhalten des be-reits ausgeführten Dammkörpers, das um so ungewisser ist, je mächtiger der Faulschlamm und die Tiefe der Wasser-deckschicht ist. Damit wächst auch die Gefahr, daß bereits bei langsamen Fließ- und Gleiterscheinungen, begründet in der Druckverformung des Faulschlammes durch den Dammkörper, die streng ausgerichtete senkrechte Füh-rung der Sanddräns, insbesondere auch der gegenseitige Abstand der Dräns, gestört wird. Die Voraussetzungen müssen indessen erfüllt bleiben, um eine gleichmäßig kon-

rollierte Konsolidierung des Faulschlammes zu ermöglichen. Abgesehen davon wächst mit der Mächtigkeit des Faulschlammes seine Verlagerungsgefahr im ersten Stadium der Ausführung von derartigen Dränsträngen in besonderem Maße, weil dann der Porenwasserüberdruck noch sehr stark wirksam sein kann. Daher bedeutet die Anwendung der senkrechten Sanddräns für ein derartiges Objekt zunächst ein großes Risiko. Schließlich ist die Durchführung sehr aufwendig, zeitraubend und daher auch kostspielig. Um einen Faulschlamm von mehr als 20—40 m Mächtigkeit mit diesem Verfahren zu konsolidieren, muß man sehr viel Dränstränge anwenden.

Folgendes Beispiel möge dies für die Praxis erläutern: Unter der Annahme, daß ein Verkehrsdamm 1000 m lang ist, in der Höhe des Wasserspiegels 30 m Breite besitzt und die Wassertiefe 8 m beträgt, ist er an der Kontaktfläche mit dem Faulschlamm zumindest 62 m breit. Wählt man den Dränabstand für Sanddräns im üblichen Abstand von 3 m (Abb. 8) von Mitte Drän zu Mitte Drän, dann sind 22 Dräns im Querschnitt und etwa 7000 Dräns für den gesamten Damm erforderlich, die bei einer mittleren Mächtigkeit von 20 m der zu konsolidierenden Faulschlammsschicht 150 km Dräns erfordern. Bei einem Kostenaufwand von DM 15/lfdm sind mindestens 2,25 Mio DM Kosten einzuplanen. Dieser Dränabstand ist gültig für die Annahme eines Druckgefälles (i) von 1—2, für eine Durchlässigkeit (k) kleiner als $5 \cdot 10^{-5}$ cm/s und ein mit der fortschreitenden Konsolidierung gleichbleibendes Produkt $i \cdot k = \text{konstant}$ (Abb. 1a—1c).

Da der Sickerweg bei einem Gefälle von 1 und einem k -Wert von $5 \cdot 10^{-5}$ cm/s im Jahre 157,5 cm beträgt, ist die Voraussetzung für eine rasche Entspannung durch Entfilterung des Faulschlammes bei diesem gegenseitigen Abstand

er Sanddräns unbedingt gegeben und für ungünstigere, nämlich tonreichere Faulschlammablagerungen ebenfalls die Gewähr einer weitestgehenden Entspannung des gefährlichen Porenwasserüberdruckes mit gleichzeitiger ungefährender Konsolidierung verbürgt.

Es ist ohne weiteres einzusehen, daß eine derartige umfassende Stabilisierung mit Hilfe von senkrechten Dränsträngen aus Sand oder mit Hilfe der gegen Verlagerung weniger empfindlichen, jedoch in erheblich größerer Anzahl erforderlichen Pappdräns des Kjelman-Franki-Verfahrens ihre Einsatzgrenzen dort hat, wo es gilt, unter Wahrung der Zeit und Kosten dasjenige Maß an Sicherheit in der Stabilisierung zu erreichen, das für den Verkehrsdamm unerlässlich ist. Ganz abgesehen davon, ist es nur anwendbar auf einer mächtigen belastenden Sandschicht und nur dort, wo am Grunde des Faulschlammes ebenfalls eine durchlässige Sandschicht vorliegt. In diesem Falle würde der Faulschlamm nur zusammengepreßt werden. Zeitfolge der wachsenden Auflast und des Dränabstandes würden sich gegenseitig in der Weise ergänzen und bedingen, daß in der allmählichen Steigerung der Auflast und in dem zur Ableitung und Entspannung des Porenwassers notwendigen geringen gegenseitigen Abstand die Gewähr einer zum weitestgehenden Teil in der senkrechten Zusammenpressung, also der Setzung des Faulschlammes, ohne wesentliche seitliche Verdrückungen beruhenden Konsolidierung erreicht würde und die Möglichkeit eines Grundbruches ausgeschlossen bliebe. Der Faulschlamm würde letzten Endes, wie eine sehr elastische Matte zusammengepreßt, unter dem Dammfuß als bewegungsunfähige und verdichtete Schicht liegenbleiben. Mit dieser Lösung würde zweifel-

los ein nicht unerheblicher Teil an Dammassen einzusparen sein, der unter der Annahme einer Setzung von etwa 2 m sich bei einem vorgekennzeichneten Damm auf mindestens 150 000 m³ Massen belaufen würde, die bei einem Kostenpreis von DM 6,70 eine Ersparnis von 1 Mio DM erwarten lassen könnten. Ebenfalls würde die Morphologie des Untergrundes für die Anwendung völlig bedeutungslos sein, die ja gerade beim Absenkverfahren entscheidend mitwirkt.

2. Das Absenkverfahren

Dieses Verfahren beruht darin, den Dammkörper gewissermaßen als geschlossenen Baukörper mit einem möglichst schiffsrumpffartigen Querschnitt durch den Faulschlamm hindurch auf den festen Untergrund abzusenken und dadurch einen absolut sicheren Reibungsschluß längs der Dammsohle herzustellen. Der Erfolg dieser geotechnischen Lösung, mit dem das Schüttsprengverfahren in entsprechender Abwandlung untrennbar verbunden ist, hängt dabei im wesentlichen von der Konsistenz, dem Bodenrelief, der Mächtigkeit des Faulschlammes ab. Der Erfolg wird begrenzt durch die Tiefe der Wasserschicht; denn, wie oben ausgeführt wurde, verflacht der Dammkörper mit der wachsenden Tiefe der Wasserschicht sehr rasch.

Das Absenkverfahren geht dabei von der aufspaltenden Wirkung einer Erstsprengung aus, die längs der Schüttachsen oder auch der Dammachse eingeleitet und ausgeführt wird mit dem Ziel, die Faulschlammmassen wie durch einen Schiffkörper die Wellen nach beiden Seiten aufzuspalten und im wahrsten Sinne des Wortes zu verdrängen. Die Tiefe des Wassers und die Mächtigkeit der Faulschlammmassen beschränken den Erfolg von vornherein. Es ist daher niemals möglich, in der einfachen Weise wie bei der Ausführung der Autobahndämme von relativ fester, für den Fußgänger tragfähiger Grasnarbe aus mit sehr schmalen Dammkörpern den Faulschlamm radikal aufzuspalten.

Die Abb. 9a—9c zeigen den Unterschied, der um so nachteiliger ist, je mehr die Mächtigkeit des Faulschlammes zunimmt. Niemals kann das Sprengverfahren in der Weise angewandt werden, wie es beim Bau der Autobahnen oder anderswo erfolgte, nämlich den gesamten Dammkörper anzuheben und durch die ungeheure Wucht des sich setzenden Dammes diese Massen zu verdrängen; sie würden zum größten Teil eingeschlossen werden und dann eine Quelle dauernder Unruhe im Damm, aber auch von Gleitbrüchen

sein. So ist das Schüttsprengverfahren nur ein allerdings unerlässliches Hilfsmittel, um den Dammkörper in vielen einzelnen Arbeitsgängen, wiederholten Sprengungen und nachfolgender Erhöhung und Verbreiterung des Dammes

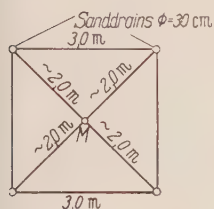


Abb. 8. Schema für die Anordnung senkrechter Sanddränage von 30 cm Durchmesser, die auch vom ungünstigsten Punkt M aus die rasche Entfilterung und damit Konsolidierung des Faulschlammes gestatten, wenn der Sickerweg/ahr mindestens 2 m beträgt (vgl. Abb. 1) und $i \cdot k$ konstant bleibt.

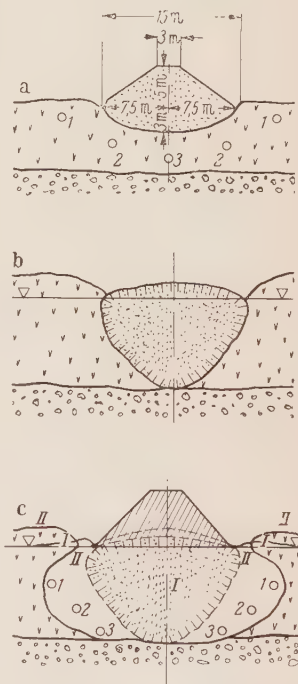


Abb. 9a—9c. Gründung unmittelbar auf Faulschlamm. Abb. 9a vor der Zündung der Minenreihen I (Entlastungs-, Vorfeld-), 2 (Verflüssigungs-) und 3 (Hauptsprengung). Abb. 9b nach der Sprengung 3.

Abb. 9c vor der 2. Sprengung unter Angabe der Dammverformung (II) nach der Sprengung und gelungenen Gründung sowie der Dammschüttung vor dieser Sprengung. — Außerdem Faulschlamm nach der I. und II. Sprengung. Der Faulschlamm wird axial aufgespalten und mehr oder weniger gleichmäßig nach den Seiten verdrängt.

Dammschüttung vom Ufer aus.

allmählich abzusenken. Diese geotechnische Lösung beginnt mit dem Versuch, die Faulschlamm Massen breiig-flüssiger Beschaffenheit durch schmale Schüttungen längs der Damm- oder abgesteckten Schüttachsen in den oberen Teilen aufzuspalten und nach den Seiten zu verdrängen. Praktisch wird diese Maßnahme durch Schutzschüttungen oder durch Gerüstschüttungen von beiden Ufern aus verwirklicht. In der denkbar schmalsten Schüttung bei Schuten (Abb. 2), immerhin etwa 4 m Breite, und durch eingeleitete Vorkopfschüttung (Abb. 10a—10d), die wie eine Nadel der nachfolgenden mehrgleisigen vorausleitet und die erforderliche Aufteilung in Richtung zur Achse einleitet, wird die Schüttung und das Absenken eingeleitet. Wird die vorgezeichnete Schüttachse und -richtung nicht eingehalten, dann belasten rückhaltende Momente die zu verdrängenden Faulschlamm Massen und beeinträchtigen dadurch bereits am Anfang den nur mittels wiederholter Sprengungen möglichen Erfolg.

Grenzen der axialen Aufspaltung

Die Geotechnik des axialen Einfahrens ist nun nicht ohne weiteres erfolgreich, denn die Sandmassen sinken

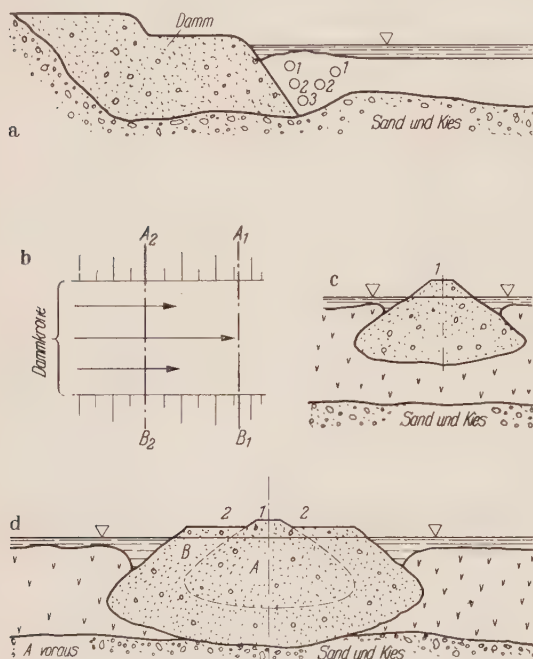


Abb. 10a. Wulstbildung im Faulschlamm in Achsrichtung zeichnet sich im Längsschnitt sehr deutlich ab.

Diese Faulschlammverdrämmung entsteht infolge ungünstigen Reliefs des Untergrundes. Durch Entlastungssprengungen 1, 2, 3 werden sie beseitigt.

Abb. 10b zeigt die voraneilende zentrale und aufspaltend wirkende Erstschiüttung (Abb. 10c) und die flankierenden, den Damm verbreiternde Seitenschüttungen im Grundriß. Abb. 10d läßt die gelungene Gründung erkennen und zeigt den Damm im Aufbau.

ein, sie bilden eine Sandmulde im Faulschlamm; die Faulschlamm Massen verschieben sich in Richtung des geringsten Widerstandes, d. h. schräg nach oben. Da es sich um weitgehend breiig-flüssige Massen handelt, besteht bei zu rascher Schüttung und ungleichmäßig in Richtung der Achse fortschreitender Schüttung die Gefahr, daß die Massen ertrinken, so, wie Wellen über dem Schiff zusammen schlagen, sie also mit in die Schüttung eingeschlossen werden. Es besteht aber auch die Gefahr, daß der Schlamm quer zur Achsrichtung sich aufstaut, wenn Schwerpunkte der Schüttung gebildet wurden und weder der natürlichen günstigen Bewegungsrichtung noch der Ausbildung und der Konsistenz des Faulschlammes Beachtung geschenkt wurde. Ebenso wenig dürfen die Sandmassen sich über dem Faulschlamm ausbreiten. Die Schüttung muß ferner kontinuierlich in der Weise erfolgen, daß an den Punkten

mächtiger Schlammablagerungen und größerer Nachgiebigkeit die Massen, verstärkt durch Sandauflasten, in Richtung quer zur Achse aufzuspalten versucht werden.

Schwierigkeiten sind bei strenger Beachtung der Anfangsschüttungen längs der Dammachse ohne Berücksichtigung der Reliefformen durch diese wechselnden Erhebungen und Vertiefungen im Boden zu erwarten. Dies gilt vor allem für die unsymmetrischen muldenartigen Vertiefungen quer und diagonal zur Dammachse. Wie die Abb. 3 zeigt, sind die Schwierigkeiten vor allem in der ungünstigen Reliefentwicklung des Bodens zu suchen.

Das Sprengverfahren im Rahmen des Absenkverfahrens

Seine Bedeutung wurde bereits kurz umrissen; es hat die Aufgabe, durch künstlich erzeugten Porenwasserüberdruck die Absenkung durch eine weitgehende Verflüssigung des Faulschlammes zu erleichtern.

Zunächst sind folgende Fragen zu klären: Wie verhalten sich die Faulschlamm Massen, und welche Aufgaben sind im einzelnen durch die Sprengungen im Faulschlamm zu lösen? Das Absenkverfahren erfordert Raum für den Dammkörper im Gegensatz zu dem Dränverfahren, bei dem sich der Damm auf den Faulschlamm legt und ihn allmählich unter Verhinderung der Grundbruchauslösung verfestigen soll. Der Raum kann nur beim Absenkverfahren geschaffen werden, indem die Faulschlamm Massen beseitigt werden. Im oberen Bereich werden sich die im flüssig-breiigen Zustand befindlichen Massen auf eine beschränkte Tiefe nach der Seite verschieben lassen, dabei zusammenstauen und aufwulsten. Sie erscheinen dann bei flachen Wassertiefen in gewissem Abstand zum Damm an der Oberfläche (Abb. 7a). Diese Aufwulstung wirkt hemmend, die Faulschlamm Massen bilden rasch nach den Seiten hin schwer zu verdrängende Widerlager. Aber auch nach der Tiefe zu sind die Faulschlamm Massen infolge der hohen Belastung fester gelagert. Dies äußert sich vor allem in dem mit der Tiefe abnehmenden Wassergehalt als Folge einer natürlichen Konsolidierung infolge des Belastungsdruckes der überlagernden Massen. Es ist daher möglich, daß der Wassergehalt von 500 bis 600 % an der Oberkante des Faulschlammes je nach Mächtigkeit und daher Druckbeanspruchung auf 300 bis gar 200 % abnimmt, ohne daß die stabile Gründung verbürgt ist. Ein derartiger Faulschlamm stellt ein weiteres Hindernis dar, das indessen um so schwieriger zu beseitigen ist, als die an der Oberfläche vorhandene leichte seitliche Verdrückungsmöglichkeit mit wachsender Tiefe abnimmt. Während die aufgestauten Schlamm Massen über Tage, soweit diese ein Hindernis für den Fortgang des Absenkens bilden, durch Saugbagger beseitigt werden können, entfällt diese Möglichkeit in der Tiefe. In den oberen Teilen des Schlamm breies drängt der Dammkörper, sich ähnlich wie im Wasser abflachend, weit nach den Seiten aus. Damit ist die Überlagerungsgefahr des Faulschlammes ohne weiteres gegeben. Die Forderung eines schiffsrumpffartigen Querschnittes ist hier weniger zu verwirklichen als an den Autobahndämmen, wo sich die angehobenen Dämme als zusammenhängender Körper mit aller Wucht bis auf den Untergrund setzen können und entsprechend ihrer Breite dann diese günstige Querschnittsform ohne ein weiteres seitliches Verfließen erhalten. Sie werden dabei gehindert von den anstehenden, bis zu mehr als 10 m mächtigen und durch diesen abrupten Vorgang ebenfalls zusammen gestauten, nur noch sehr beschränkt verformbaren Torfmassen. So ist das Absenken eines sehr langen und breiten Verkehrsdammes unter den obwaltenden Verhältnissen durchaus verschieden von dem Schüttungssprengverfahren, weshalb es auch als „Absenkverfahren“ bezeichnet werden soll. Die Aufgabe der Sprengungen besteht allein darin, durch ihren verschiedenen Ansatzpunkt, ihre Tiefenlage und ihr höheres Einzelladungsgewicht der Sprengminen die Voraussetzung für eine Absenkung des sich allmählich verbreiternden Dammkörpers zu schaffen. Die Wirkung

leichter Sprengladungen wird in der Ausdehnung des Verflüssigungsbereiches um so beschränkter, als die Massen mit wachsender Tiefe fester oder ihr Abstand zum Sprengpunkt größer wird.

Im einzelnen sind folgende Sprengungen zu unterscheiden:

1. Auflockerungs- und Verflüssigungssprengungen als sog. Entlastungssprengungen.

2. Einsprengungen.

1. Auflockerungs- und Verflüssigungssprengungen (Abb. 6/7a)

Ausgehend von den ungünstigen Reliefs des Untergrundes hat das Sprengverfahren die Aufgabe:

1. Die Hindernisse, die sich durch die ansteigenden Reliefformen für die Beseitigung ergeben, zu überwinden, d. h. festgefahrene, gestauchte Massen zu verflüssigen und dadurch die Verdrängung wesentlich zu erleichtern. Sie sind somit Entlastungssprengungen, die in verschiedenen Tiefen und Abständen von der Dammachse angesetzt, meist reihenartig, parallel zur Achse angeordnet und geleitet werden.

2. Auflockerungs- und Verflüssigungssprengungen sind zur erneuten Verflüssigung der nach den Seiten sich aufwulstenden Faulschlammmassen, die sich dann sogar als Faulschlamminseln über dem Wasserspiegel herausheben und einen beträchtlichen Stauwiderstand darstellen, wiederholt notwendig.

3. Ferner hat das Sprengverfahren die Aufgabe, dort, wo die Massen von Natur aus nicht die erforderliche Fließfähigkeit besitzen, durch die Auflockerung, Gefügezerstörung und Vermengung mit Wasser einen fließfähigen Brei herzustellen. Diese Sprengungen erweisen sich vor allem in dem tieferen Bereich der stärker konsolidierten Faulschlammmassen als unumgänglich. Bekanntlich muß ein Torf oder ein Faulschlamm mehr als 400 %, am besten 500 % Wasser besitzen, um im Sprengverfahren ohne weiteres beseitigt werden zu können. Fehlt dieser Wassergehalt, kann nach seiner Verdrängung nur nach vorausgehender Verflüssigungssprengung erfolgen; denn eine Sprengung stellt — bodenmechanisch gesehen — einen abrupten Störungsprozeß und Vermischungsprozeß mit Wasser — vergleichbar einer abrupten Durchknetung — dar, wobei die Gefügestärke mehr oder weniger beseitigt wird und eine zähflüssige Masse entsteht.

4. Entlastungssprengungen werden schließlich im Zuge der allmählichen Absenkung des Dammkörpers im Faulschlammbereich dort angewandt, wo sich der Dammkörper gewissermaßen festgefahren hat, nämlich dort, wo die seitlich in der Tiefe verdrängten Massen unter der wachsenden Auflast der darüberliegenden Massen verfestigt werden. Daher werden die Gewichte der Einzelsprengladung um so größer, je tiefer die Faulschlammzone reicht, diese mit wachsender Tiefe fester wird, je tiefer der Dammkörper abgesenkt werden muß und je größer die natürlichen, in den ansteigenden Geländeformen begründeten Widerstände gegen diese Verdrängung und Beseitigung sich auswirken. Eine größere Sprengung erfordert beim Einzelgewicht der Mine von mehr als 100 kg u. U. mehrere Tonnen Sprengstoff.

In dieser grundsätzlichen Skizzierung der Einzelaufgaben liegt eine große Anzahl von sich wiederholenden und ergänzenden Einzelarbeiten: von Schwierigkeiten, von Versuchen und Sprengungen, von Sondierungen und Kontrollbohrungen eingeschlossen, die sich von Tag zu Tag ändern und niemals in ein starres Arbeitsschema einzupassen sind. Die wiederholte Beanspruchung durch Sprengungen wirkt in der Tiefe wohl auf örtlich begrenztem Raum auflockernd, verflüssigend, indessen werden die auf

Stoß beanspruchten, etwas entfernten, nicht unter Porenwasserüberdruck liegenden Massen gleichzeitig verdichtet und verfestigt, wie es die Lößverdichtung durch Sprengungen erfolgreich bewiesen hat [2, 3]. Löß ist mit seinem lockeren Gefüge jene Bodenart, die vergleichsweise am meisten der stärker aufgelockerten Gefügeausbildung eines Faulschlammes nahekommmt. Somit ist also mit wachsender Tiefe der Wirkungsbereich in der Auflockerung durch Sprengungen infolge der wachsenden natürlichen Verdämmung der über- und anlagernden Massen örtlich beschränkt. Daher müssen, wenn Sprengungen in größerem Umfange zur Verflüssigung führen wollen, diese mehr oder weniger als Flächensprengungen in mehreren Reihen und in verschiedenen Tiefen gleichzeitig ausgeführt werden. In den Abb. 7a—7d ist unter Berücksichtigung der wachsenden Tiefe und Auflast und der zunehmenden Festigkeit sowie auch unter Berücksichtigung der verschiedenen Morphologie die Anwendung des Sprengverfahrens schematisch angegeben.

Zusätzliche Beseitigung von Faulschlamm

Sind somit die grundsätzlichen Verhältnisse über die wachsende Widerstandskraft der seitlich verschobenen und wulstförmig sich aufstauenden, verfestigenden Faulschlammmassen für die Gründung des Dammkörpers dargestellt worden, so kann diese Beseitigung durch die Baggerung der etwa an die Wasseroberfläche oder über die Wasseroberfläche hervorquellenden Massen erleichtert werden.

Man verwendet hierfür am besten Saugbagger, die den Faulschlamm auf die vorgesehene Tiefe unter Wasser abbaggern und diese Inseln beseitigen. Die Baggertiefe und überhaupt das Ausmaß des Abtrages dieser Massen wird bestimmt durch die erforderliche endgültige Widerlagerwirkung dieser sich verfestigenden und aufstauenden organischen Ablagerungen. Sie ist vielfach durch die Notwendigkeit, diese Massen gegen Veränderung durch Wasserwellen zu schützen, begründet. Sie können, soweit sie nicht abgetragen zu werden brauchen, evtl. zusätzlich mit Sand bedeckt werden (vgl. Abb. 7b).

1. *Sicherungsmaßnahmen.* Sie erstrecken sich auf die folgenden Einflüsse und Erscheinungen:

1. Sicherung gegen Grundbruchgefahr,
2. Stabilisierung des Dammkörpers bei kleineren Grundbrüchen während der Ausführung,
3. Dauerstabilisierung durch Bankette längs der Dammfüße,
4. Stabilisierung der Faulschlammeneinschlüsse im Dammkörper.

2. Das Einsprengverfahren

Bekanntlich werden Reibungsfüße an hohen Dämmen und flachgründigen Faulschlamm- oder Torfablagerungen angewandt mit dem Ziel, die sich unter der Dammauflast völlig verfestigenden Massen nicht zu beseitigen, sondern aus Kostenersparnis ohne Verringerung der Stabilität zu belassen. Dieses Prinzip läßt sich auf die Gründung von Verkehrsdämmen übernehmen und für jene Stellen verwenden, die längs der gesamten Sohle einen Kontakt mit zusammengepreßten oder noch konsolidierenden Faulschlammmassen aufweisen, deren Reibungsschluß also unvollkommen und ungenügend ist. Hier ermöglicht gerade das Sprengverfahren, und nur dieses, eine befriedigende Lösung. Hier kommt besonders die sich in der Tiefe örtlich beschränkte Auswirkung der Sprengkraft sehr günstig zur Geltung.

Die reihenartigen, auf dem festen Untergrund durchgeführten Sprengungen ermöglichen auf die gewünschte Breite die Verflüssigung und den Ersatz der dadurch nach

den Seiten verdrängten Faulschlamm Massen durch die nachrutschenden schweren Sandmassen des Dammfußes selbst (Abb. 11a, b). Damit wird der notwendige Reibungsschluß erreicht und der Dammkörper gesichert. Mit dieser geotechnischen Lösung der „Einsprengung eines Dammes“ kann jeder Dammkörper, der längs seiner Dammsohle nicht oder nur in ungenügendem Ausmaße Reibungsschluß mit dem festen Untergrund erhält, sicher gegründet werden. Trotz nachwirkender Setzungen im Bereich der eingeschlossenen Massen ist die Gefahr einer Böschungsrutschung wie eines Grundbruches gebannt. Zweifellos ist es in solchen Fällen zweckmäßig, den Reibungsschluß als Mindestforderung längs der beiden Dammfüße zu fordern. Indessen können aber auch Faulschlamm Massen in geringem Umfange am Fuße des Dammes örtlich eingeschlossen sein, ohne daß diese Forderung erfüllt zu sein braucht. Hier

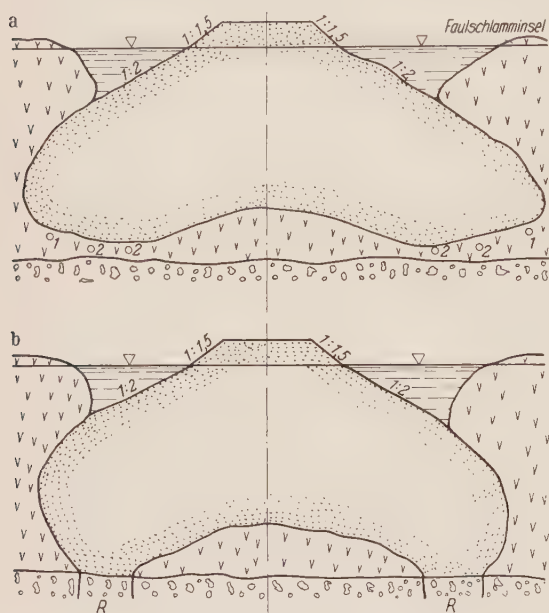


Abb. 11. Einsprengverfahren des Dammfußes.

a) vor der Sprengung, b) nach gelungenem beiderseitigem breitem Reibungsschluß (R) mit dem stabilen Untergrund.

Die Grundbruchgefahr ist behoben.

muß durch Untersuchungen der ungestörten Proben der Setzungsbetrag, die Setzungszeit, die Stabilität, die Reibungsfestigkeit der eingeschlossenen Massen nachgeprüft werden, um das Für und Wider zu entscheiden. Allerdings beschränkt sich die Anwendung auf geringe Mächtigkeit, auf das Maß von mehreren Metern, wie es in der Praxis an Sanddämmen bekannt ist. Damit wird ein weiterer Sonderfall berührt.

2. Stabilisierung des Dammkörpers bei kleineren Grundbrüchen während der Dammausführung. Kleinere Grundbrüche während der Dammausführung sind für jeden mit der Materie vertrauten Fachmann nur das Zeichen, daß unter der Schubbeanspruchung des im Wachsen befindlichen Dammes die anlagernden und unterlagernden Faulschlamm Massen infolge der ursprünglich geringen Scherfestigkeit und als Folge der veränderten Porenwasserspannungen, des erhöhten Porenwasserdruckes, den seitlich und einseitig belastenden Dammassen nicht gewachsen sind und abgleiten. Gleichgültig, welche Formen die Bruchflächen annehmen und ob sie dabei die Randpartien der Dammschüttung mit erfassen, jeder derartige Gleitbruch im Faulschlamm ist möglichst in der Weise auszunutzen, daß an dieser Stelle verstärkt und beschleunigt Massen nachgefüllt werden, um das Bewegungsspiel im Schlamm möglichst auszudehnen, die Massen auf weite Flächen zu verflüssigen

und abseits zu drängen. Der nichttragfähige Faulschlamm kommt dem Bestreben in einem derartigen Verhalten dadurch in jeder Weise entgegen, als er von selbst ausweicht und Platz für den Damm schafft. Dies ist so lange ein willkommenen Vorgang, als der Damm noch nicht seine volle Breite erreicht hat und daher verbreitert werden muß. Dagegen ist jeder Grundbruch bei voller Dammbreite ein Zeit- und Kostenverlust, weil über das vorgesehene Maß an Dammassen Material zugeführt werden muß. Man hat also zu scheiden zwischen den Grundbrüchen während des Aufbaues und der seitlichen Verbreiterung des Dammes und denjenigen nach Vollendung des Dammes in voller Breite. Zur Verhinderung dieser letzteren Brüche muß zunächst versucht werden, den Dammkörper weitgehend auf volle Tiefe abzusenken. Dann besteht um so weniger Grundbruchgefahr, als die seitlich aufgestauten mächtigen Faulschlamm Massen weniger Tendenz zu einem größeren Grundbruch zeigen. Nur dort, wo der Damm auf volle Breite ausgeführt wurde, ohne den Faulschlamm wesentlich zu verdrängen oder den Dammkörper in ihm abzusenken, sind diese Gefahren vorhanden. Diese Grundbrüche treten dabei während des Aufbaues eines Dammes, vor allem an den Stellen auf, an denen der festere Boden nach auswärts geneigte Hohlformen, Senken, Trichter, Mulden enthält. Hier sind die Formen für das Gleitbett bereits von Natur vorgezeichnet, und es bedarf nur des Anstoßes, einer starken einseitigen Belastung durch den Dammkörper, um diese Bewegung auszulösen, so daß nur dort Sprengstoff zusätzlich angewandt zu werden braucht, wo die Massen relativ wenig Wasser enthalten, also fester gelagert sind.

3. Dauerstabilisierung durch Bankette längs der Dammfüße. Es kann durchaus vorkommen, daß unter dem Damm am Randbereich größere Faulschlamm Massen verbleiben, an denen eine Einsprengung allein nicht zum gewünschten Erfolg führt. Dies ist insbesondere bei großer Mächtigkeit des Faulschlammes zu erwarten. Solange es dann nicht gelingt, durch die seitlich zunehmende Verbreiterung des Dammes diese Faulschlamm Massen unter Anwendung von Entlastungssprengungen abzudrängen, was in jedem Falle zunächst als wirksamstes Mittel zu versuchen ist, muß zur Wahrung der Stabilitätsansprüche der Dammschüttung insbesondere zur Vermeidung der Grundbruchgefahr, dafür gesorgt werden, daß durch seitliche Sandvorspülungen, also durch flächenweite Bankette längs der Dammfüße im Vorfeld, ein stabiles Gleichgewicht durch diese Gegengewichte erreicht wird. Dabei ist zu berücksichtigen, daß diese Bankette sich um so mehr empfehlen, als die Wasserströmungen und Wellen die angrenzenden Faulschlamm Massen wegspülen können und damit dieses Widerlager schwächen. Durch die Eindeckung durch breite Bankette werden die Massen beschwert und dann unter einer beschwerenden Schutzdecke zum stabilisierenden Moment gegen die Schubbeanspruchung des Dammkörpers und die später sehr empfindliche Verkehrsdynamik. Die Sicherung durch Gegengewichte in Form breiter Bermen von mehreren Metern Mächtigkeit kann auch in größerem Abstand vom Damm ohne unmittelbaren Zusammenhang, ggfs. unter Ausnutzung der in größerem Abstand gebildeten Faulschlamm Inseln als Sandinseln erreicht werden. Ausmaß und Flächenbreite richtet sich nach den hierfür maßgebenden Gleitkreisberechnungen. Das gegenhaltende Moment der aufgeschütteten Massen muß jedenfalls dem abdrängenden jederzeit gewachsen sein (vgl. Abb. 4, 5, 7a, b). Natürlich verspricht ein unmittelbar anschließendes Bankett genügender Breite größte Sicherheit mit Rücksicht auf die Erosionswirkung im Dammkörper, abgesehen von der Sicherung der Dammfüße gegen das benetzende Wasser durch Packlage usw.

Die Ausführung von Banketten im Spülverfahren kann ggfs. die Einsprengung ersetzen, die mehr Zeit und Einzeluntersuchungen über die erfolgreiche Wirkung er

ordnet, während die Ausdehnung der Bankette bequem durch Peilungen kontrolliert werden kann.

4. *Die Stabilisierung der Faulschlammeinschlüsse im Dammkörper.* Um die Stabilisierung von eingeschlossenen Faulschlamm Massen zu beschleunigen, kann man, örtlich begrenzt, Sanddräns auf engstem Feld anordnen, um die Stabilisierung möglichst kurzfristig zu erzwingen (Abb. 7b, c). Diese zusätzliche Maßnahme kommt insbesondere dann in Frage, wenn diese Schlamm Massen innerhalb des Dammkörpers und in der Nähe der Dammachse eingeschlossen wurden. Für alle mehr oder weniger unter den Dammzehen verbliebenen und auf Grund der Gleitsicherheitsberechnungen langfristig labilen Einschlüsse und Basisschichten gelten die bereits beschriebenen Sicherungsmaßnahmen. Jedenfalls können Faulschlamm Massen im Dammkörper auch unter dem Dammkörper dann bleiben, wenn durch Untersuchungen an Proben ihr bodenmechanisches Verhalten, insbesondere das Setzungsverhalten und die Gleitsicherheit, ermittelt wurden und die geotechnischen Sicherungsmaßnahmen beendet und in ihrem Erfolg sichergestellt sind, ehe die Dämme dem Verkehr übergeben werden.

Die Einbauverfahren

Auf die Einbauverfahren für die Dämme und ihre Verdichtung kann hier aus Platzgründen nicht weiter eingegangen werden. Der Einbau kann in bekannter Weise mit Schuten oder von den Ufern aus mit Gerüsten und auch durch Einspülen durchgeführt werden. Die Verdichtung kann durch Einschlämmen, Rütteln, Sprengen u. a. m. erfolgen.

Kontrollmaßnahmen

Während der Gründung und Dammschüttung sind laufend Peilungen und Bohrungen mit dem Ziel, Klarheit über den Erfolg jeder Teilarbeit in der Absenkung und Beseitigung der gleitgefährlichen Schlamm Massen zu erhalten, auszuführen.

Soweit es der Baubetrieb zuläßt, empfiehlt sich die Anwendung teleskopartiger Setzungspegel [3], um sich ein Bild über die Konsolidierung und Setzung des Damms zu verschaffen. Dies ist zweckmäßig, weil aus dem Verhalten des Damms und Untergrundes in ihrem Setzungsverlauf der Zeitpunkt der allmählich asymptotisch ausfallenden Setzungen zu erwarten ist und diese wiederum die Setzungs voraus sagen nach Zeit und Betrag weitgehend korrigieren oder bestätigen.

Grenzen des Absenkungsverfahrens

In den bisherigen Darlegungen wurde die stabile Gründung des auf festgelagertem Sand festgegründeten Damms behandelt, deren Abstand zur Oberfläche mehr als 30 bis 50 m betragen kann. Es gibt natürlich auch hier Grenzen für die Anwendung des Verfahrens, insbesondere wenn die Konsistenz des Faulschlammes eine Verdrängung ausschließt und jede Schutzschüttung gewissermaßen im Faulschlamm ertrinken würde und sich dabei eine Mischung von Sand und Faulschlamm ergeben würde. Zweifellos haben für die Dammschüttung am Chiemsee [4] ähnliche Verhältnisse bei gleichzeitig außergewöhnlicher Tiefe und Mächtigkeit vorgelegen, die im Mittel weit mehr als 40 bis 50 m betrug. Auch hier gilt die These, der Faulschlamm muß in sich nach seiner Konsistenzform die Möglichkeit einer Verdrängung als mehr oder weniger zusammenhängende Masse besitzen und darf nicht in einem derartig flüssigen Zustand vorliegen, daß jede Schüttung ertrinkt. Infolgedessen sollte der Wassergehalt nicht wesentlich über 500 % liegen und sollte nach der Tiefe zu allmählich abnehmen. Dabei ist die Fließneigung nicht eine absolute Konstante, sondern eine in der Zusammensetzung und Gefügeausbildung begründete spezifische Eigenschaft des nicht stabilen Untergrundes. Beispielsweise ist ein Schluff mit einer Fließgrenze von 45 % schon mit einem natürlichen Wassergehalt von mehr als 60 % ein sehr leicht fließender Bodenbrei und kann daher in keinem Falle mit einem an organischen Resten reichen Faulschlamm mit höherer Gefügefestigkeit auch bei erheblich höherem Wassergehalt verglichen werden.

Man kann somit nicht schematisch vorgehen, sondern hat das Verhalten des nicht stabilen Untergrundes gegenüber allmählich wachsenden Belastungen zu untersuchen mit dem Ziel, die zeitlich erforderliche und zulässige Belastungssteigerung zu erforschen, um die Gefahr des Ertrinkens von Sand oder auch leichtere Massen wie Schlacken und damit des sich anbahnenden Dammkörpers zu verhindern. Sind die Möglichkeiten hierfür bodenmechanisch bestätigt, dann sollte man eine gesicherte Fundierung in der beschriebenen Weise der letztmöglichen Lösung der Einbettung eines Damms in einem riesigen Senkungsfelde wie am Chiemsee als ultima ratio auf jeden Fall vorziehen [4].

Literatur siehe 1. Teil, Heft 3 (1959) S. 82

Zur direkten Querschnittsbestimmung von Stahlbetonrechteckquerschnitten

Von Dipl.-Ing. H.-H. Zerrenthin, Berlin

K 624.043.2.072/.073.012.45

Die Forderung nach immer größeren stützenfrei überlückten Räumen zwingt den Konstrukteur immer mehr dazu, möglichst leichte Konstruktionen zu wählen, obwohl diese wegen ihrer geringen Höhe als Einzelbauteil in ihrer Bemessung nicht immer wirtschaftlich sind. Selbst erfahrenen Praktikern ist es dabei oft nicht möglich, ohne Versuchsrechnung sofort den leichtesten Querschnitt anzugeben. Da es sich sehr oft — besonders im Fertigteilbau — um Platten oder Rechteckquerschnitte handelt, wurde nach dem Weg gesucht, der eine schnelle und einfache Vorbemessung ermöglicht.

Im folgenden wird, ausgehend von der linearen Abhängigkeit von Querschnittshöhe und Gewicht, eine Methode entwickelt, die eine direkte Querschnittsbestimmung aus Nutzlast und Stützweite zuläßt.

Die Ableitung erfolgt zunächst für die Platte, kann aber jederzeit auf den Balken mit Rechteckquerschnitt erweitert werden. Dabei werden weitgehend die Bezeichnungen des Betonkalenders benutzt.

Es ist

h die statische Höhe in cm

l die Stützweite in m

b die Breite in m

g_0 die ständige Last ohne das Gewicht des statischen Tragquerschnittes $b \cdot h$ in t/m^2

g das Gewicht des statischen Tragquerschnittes $b \cdot h = 0,024 \cdot h$ in t/m^2

p die Nutzlast in t/m^2

$q = g_0 + p$ in t/m^2

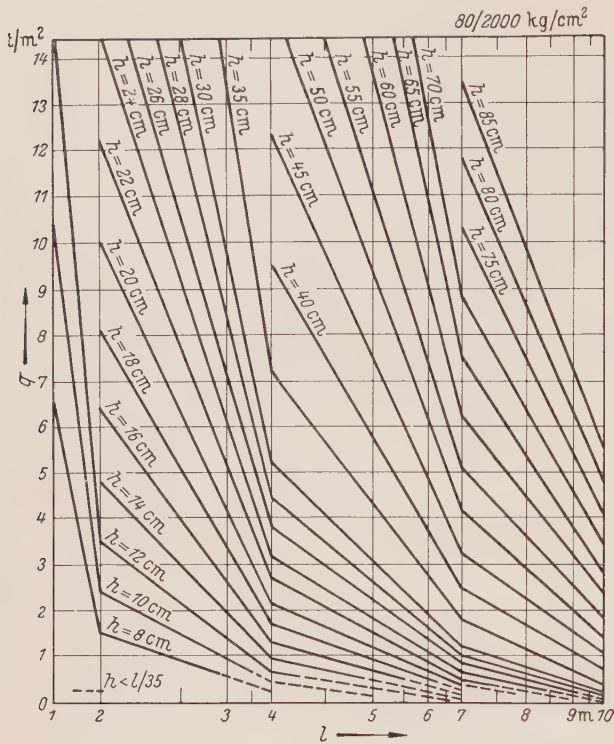


Abb. 1.

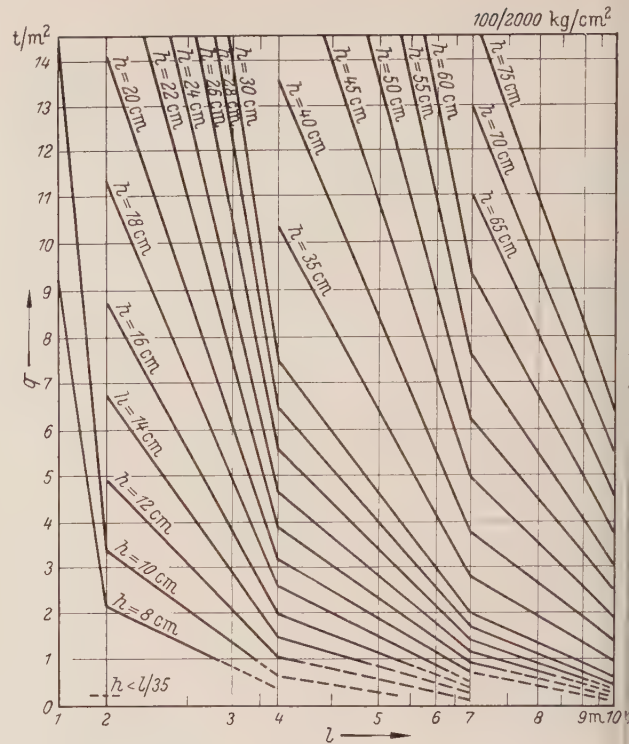


Abb. 2.

c_g der Momentenbeiwert für ständige Last
(z. B. $1/8$, $1/24$ usw.)

c_p der Momentenbeiwert für die Verkehrslast

c_q bzw. c der Momentenbeiwert für Vollast.

Das aufnehmbare Moment eines Plattenstreifens von
1 m Breite ist

$$\text{aufn. } M = h^2 / k_h^2 \text{ (tm/m) .}$$

Das vorhandene Moment ist

$$\begin{aligned} \text{vorh. } M &= c_g \cdot l^2 (g_0 + g) + c_p \cdot l^2 = 0,024 \cdot c_g \cdot l^2 \cdot h + \\ &+ (c_g \cdot g_0 + c_p \cdot p) l^2 \text{ (tm/m) .} \end{aligned}$$

Daraus folgt durch Gleichsetzung

$$\begin{aligned} \text{erf. } h &= 0,012 \cdot c_g \cdot k_h^2 \cdot l^2 + \\ &+ k_h \cdot l \sqrt{0,000144 \cdot c_g^2 \cdot k_h^2 \cdot l^2 + c_g \cdot g_0 + c_p \cdot p} ; \end{aligned}$$

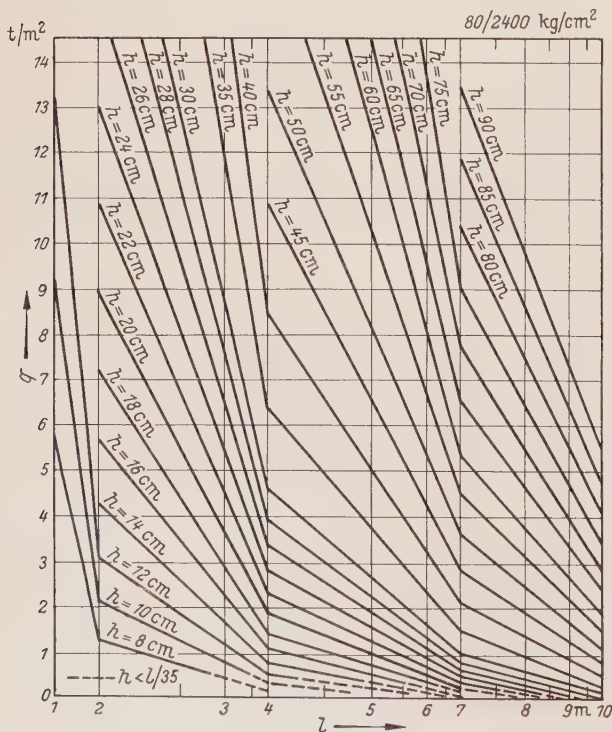


Abb. 3.

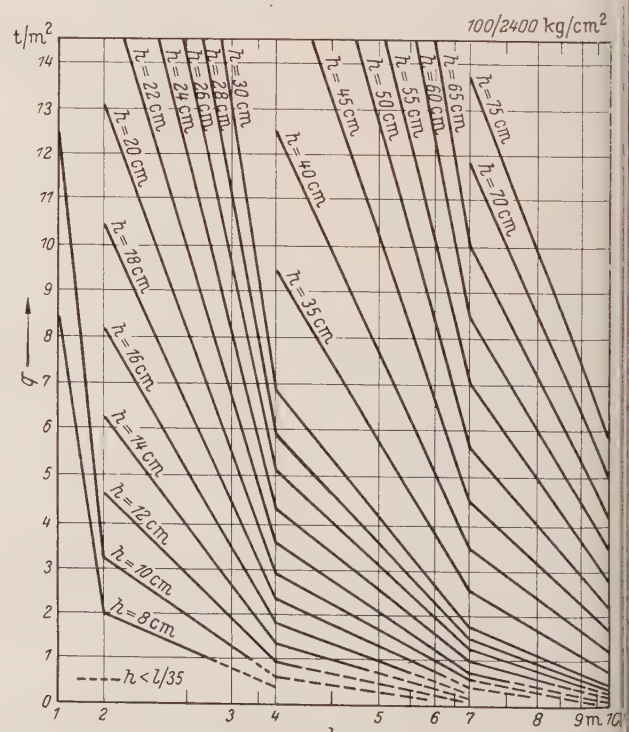


Abb. 4.

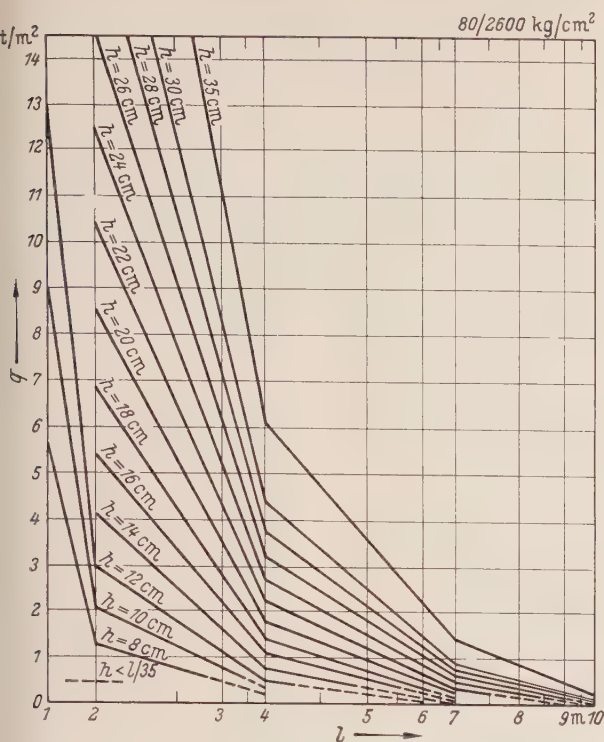


Abb. 5.

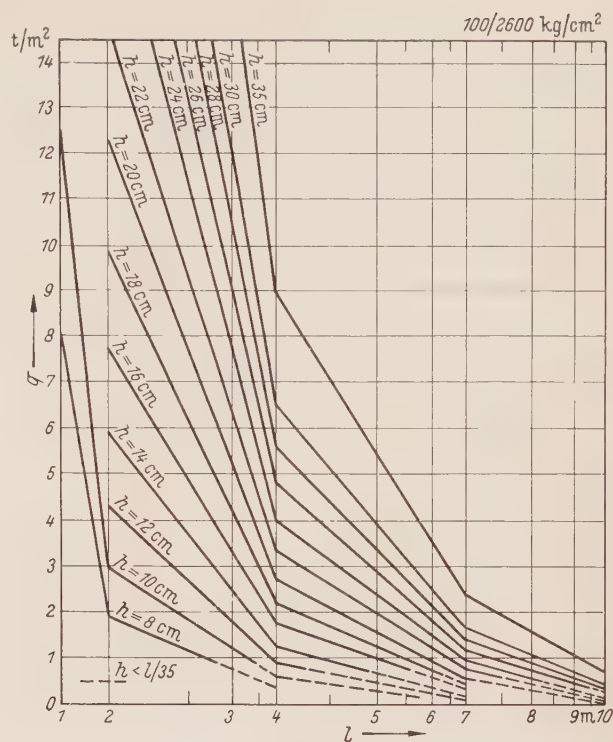


Abb. 6

er den Sonderfall der frei aufliegenden einfach gespannten
atte wird

$$c_g = c_p = c = 1/8,$$

$$\text{erf. } h = 0,012 \cdot c \cdot k_h^2 \cdot l^2 +$$

$$+ k_h \cdot \sqrt{c} \cdot l \sqrt{0,000144 \cdot c \cdot k_h^2 \cdot l^2 + g_0 + p}, \quad (2)$$

$$\text{erf. } h = 0,0015 \cdot k_h^2 \cdot l^2 +$$

$$+ 0,354 \cdot k_h \cdot l \sqrt{0,000018 k_h^2 \cdot l^2 + g_0 + p}. \quad (2a)$$

Für B 225 und B 300 in Verbindung mit Stahl III und
ahl IV ergeben sich dann bei Einsetzen der entsprechen-
en k_h -Werte folgende Gleichungen:

$$\sigma_b : \sigma_e = 80/2000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$h = 0,114 \cdot l^2 + 3,08 \cdot l \sqrt{0,00136 \cdot l^2 + g_0 + p} \quad (3a)$$

$$\sigma_b : \sigma_e = 100/2000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$h = 0,082 \cdot l^2 + 2,62 \cdot l \sqrt{0,00099 \cdot l^2 + g_0 + p} \quad (3b)$$

$$\sigma_b : \sigma_e = 80/2400 \text{ kg/cm}^2,$$

$$h = 0,127 \cdot l^2 + 3,26 \cdot l \sqrt{0,00152 \cdot l^2 + g_0 + p} \quad (3c)$$

$$\sigma_b : \sigma_e = 100/2400 \text{ kg/cm}^2,$$

$$h = 0,089 \cdot l^2 + 2,73 \cdot l \sqrt{0,00107 \cdot l^2 + g_0 + p} \quad (3d)$$

$$\sigma_b : \sigma_e = 80/2600 \text{ kg/cm}^2,$$

$$h = 0,133 \cdot l^2 + 3,33 \cdot l \sqrt{0,00159 \cdot l^2 + g_0 + p} \quad (3e)$$

$$\sigma_b : \sigma_e = 100/2600 \text{ kg/cm}^2,$$

$$h = 0,094 \cdot l^2 + 2,80 \cdot l \sqrt{0,00112 \cdot l^2 + g_0 + p}. \quad (3f)$$

Die vorstehenden Gleichungen sind in den Abb. 1—6
sgewertet. Dabei wird so vorgegangen, daß die Gl. (2a)
t $q = g_0 + p$ umgewandelt wird in

$$q = 8 \cdot h^2 / (k_h^2 \cdot l^2) - 0,024 \cdot h. \quad (4)$$

Trägt man nun auf der einen Achse q und auf der an-
ren die Werte $(1-1/l^2)$ ab, so ergibt sich eine Geraden-

schar mit der Höhe h als Parameter. Um ein genaueres
Ablesen zu ermöglichen, ist es zweckmäßig, die l -Achse ab-
schnittsweise in verschiedenen Maßstäben anzutragen. Für
jedes Wertepaar q und l läßt sich dann das zugehörige h
leicht ablesen.

Erweiterung der Anwendungsmöglichkeit der Gleichungen und Tafeln

Für den Rechteckquerschnitt mit der Breite b sind die
Gleichungen und Tafeln (Abb. 1—7) sofort anwendbar,

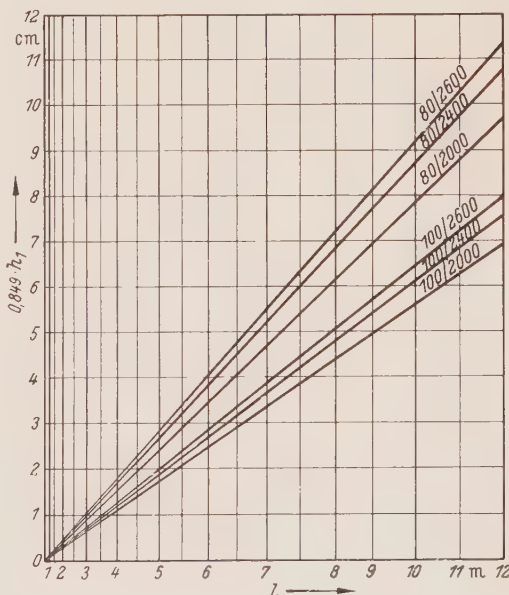


Abb. 7.

wenn man für die Lasten g_0 und p bzw. q die $1/b$ -fachen
Werte einführt, z. B. bei einem Rechteckquerschnitt mit
 $b = 0,25 \text{ m}$ und $q_0 = 2,5 \text{ t/m}^2$ ist h zu ermitteln mit

$$q = q_0/b = 2,5/0,25 = 10 \text{ t/m}^2.$$

Dieser Weg gilt auch bei durchlaufenden Plattenbalken, da hier meist das Stützenmoment und damit der zugehörige Rechteckquerschnitt maßgebend ist.

Will man bei der Vorberechnung von feldweise belasteten Durchlaufplatten oder -trägern nicht die genaue Gl. (1) auswerten, sondern die Tafeln (Abb. 1—7) verwenden, ist wie folgt vorzugehen:

Mit q und l wird h_0 für den frei aufliegenden Fall bestimmt. Für $p > g_0$ und beliebiges c_p^+ und c_g^+ ist dann

$$h^+ \sim h_0 \sqrt{c_p^+ / \sqrt{c^-}} - h_1 \sqrt{c_g^+} (1 - \sqrt{c_g^+ / \sqrt{c^-}}) / \sqrt{c^-}, \quad (5)$$

worin h_1 das erste Glied in den Gleichungen (3) ist.

Begründung: Schreibt man Gleichung (2) in der Form

$$h_0 = h_1 + h_2$$

und setzt sie in (5) ein, so folgt

$$h^+ \sim h_1 \sqrt{c_p^+ / \sqrt{c^-}} + h_2 \sqrt{c_p^+ / \sqrt{c^-}} - h_1 \sqrt{c_g^+ / \sqrt{c^-}} + h_1 \cdot c_g^+ / c.$$

Da bei Durchlaufträgern meist die Momente über der ersten Innenstütze maßgebend sind und sich die zugehörigen c_g und c_p nicht wesentlich unterscheiden, kann man, ohne einen großen Fehler zu begehen, annehmen $c_p \sim c_g$. Dies ist um so mehr möglich, als in Gleichung (1) bei $p > g_0$ der Einfluß von c_p gegenüber dem von c_g überwiegt.

Damit ist dann

$$h_1 \sqrt{c_p^+ / \sqrt{c^-}} - h_1 \sqrt{c_g^+ / \sqrt{c^-}} \sim 0$$

und

$$h^+ \sim h_2 \sqrt{c_p^+ / \sqrt{c^-}} + h_1 c_g^+ / c. \quad (5a)$$

Da jedoch h_0 und h_1 mit Hilfe der Abb. 1—7 leichter anzuschreiben sind als h_2 , wurde die Form der Gleichung (5) gewählt.

Für den Wert

$$(1 - \sqrt{c_g^+ / \sqrt{c^-}}) \text{ kann für } 1/24 < c_g < 1/10$$

genügend genau 0,3 angesetzt werden, mit $c = 1/8$ ist dann

$$h^+ \sim 2,83 (h_0 \sqrt{c_p^+} - 0,3 \cdot h_1 \sqrt{c_g^+}) \quad (6)$$

bzw.

$$h^+ \sim 2,83 \cdot \sqrt{c_p^+} \cdot h_0 - 0,849 \cdot h_1 \sqrt{c_g^+}. \quad (6a)$$

Hierin kann h_0 aus den Abb. 1—6 und $0,849 \cdot h_1$ aus der Abb. 7 entnommen werden. Zwei Rechenschiebereinstellungen führen dann zu einer Näherungslösung mit maximal 5 % Abweichung.

Beispiele: Ermittlung von erf. h für den Dreifeldträger mit dem ungünstigsten Verhältnis von $c_g : c_p$ für die erste Innenstütze. Für

$$\sigma_b : \sigma_e = 80/2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{und} \quad |c_g| = 0,10, \quad |c_p| = 0,11$$

und verschiedene Verkehrslast ist dann erf. h wie folgt:

Stützweite	g_0	p	h nach (1)	h^+ nach (6a)	Δ in %
	t/m ²	t/m ²	cm	cm	
3 · 5,00 m	0,150	(0,075	9,518	8,83	− 7,22 %
	0,150	0,150	10,668	10,77	+ 0,96 %
	0,150	0,750	16,938	17,550	+ 3,61 %
	0,150	1,500	22,238	22,400	+ 0,73 %
3 · 7,50 m	0,150	(0,075	16,535	15,52	− 6,1 %
	0,150	0,150	18,175	18,45	+ 1,51 %
	0,150	0,750	27,325	27,15	− 0,64 %
	0,150	1,500	35,125	34,90	− 0,64 %

Sieht man von dem extremen Verhältnis $p : g_0 = 0,1$ ab, liegen die Ergebnisse also in der angegebenen Fehlergrenze.

Mit diesem Verfahren ist es also möglich, ohne wesentlichen Rechenaufwand die Mindestkonstruktionshöhen von statisch bestimmt gelagerten Bauteilen zu bestimmen. Mit zwei Rechenschiebereinstellungen ist mit Hilfe der Abb. 1—7 und der Gleichung (6a) auch eine Erweiterung auf durchlaufende Platten und Balken möglich. Vorbemessungen können damit wesentlich schneller durchgeführt werden, so daß die bei den einfachen Bauteilen eingesparte Zeit bei schwierigen Konstruktionen zugute kommt.

Stollenvortrieb aus einem Schacht unter Grundwasserspiegel mit Hilfe von horizontalen Vacuumbrunnen

Von Dipl.-Ing. P. Andai und Dipl.-Ing. J. Jánosy, Budapest

DK 624.191.2 : 624.191.95 : 621.521

Die Grundwasserabsenkung mit Hilfe von Vacuumbrunnen hat sich in den letzten Jahren allgemein verbreitet. In nachfolgendem soll ein interessanter Sonderfall beschrieben werden.

Es mußten — ausgehend von dem Schacht eines schon vor längerer Zeit erbauten Waggonkippers — 2 parallele Förderband-Tunnelröhren von je 10 m Länge und 2,40 m lichte Weite mit einer Sohlentiefe von 12,40 m unter der Erdoberfläche gebaut werden. Achsenabstand der 2 parallelen Tunneln beträgt 8,30 m.

Mit Rücksicht auf die geforderte absolute Wasserdichtigkeit der einzubauenden Konstruktionen mußte die Trockenhaltung des 9,56 m unter dem Grundwasserspiegel liegenden Arbeitsplatzes zu 100 % gesichert werden. Dies wurde mittels 200 mm- ϕ -Vacuumbrunnen erreicht, die parallel zur Tunnelachse und mit leichter Neigung zur Horizontalen durch die Umfassungswände des Kastens in den Bo-

den getrieben wurden. Die Pumpenanlage wurde nahe der Tunnelachse und -sohle im Innern des Schachtes errichtet. Die Brunnen waren mittels einer Ringleitung an die Pumpen angeschlossen. Bei der gewählten Anordnung war die Entwässerung bei minimaler Wasserhaltung möglich.

Unter der Tunnelsohle wurden 7 Vacuumpumpen eingesetzt, 4 Brunnen haben eine Neigung von 12°, 5 von 15° zur Horizontalen. Außerdem wurden noch vier Brunnen oberhalb des Firstes eingebaut zum Abfangen der seitlichen Grundwasserströmung. Das Ende der Brunnenröhre war in der Länge von 2 Metern perforiert.

Die Brunnen haben während der Bauarbeiten 24 l/Min bis 42 l/Min. Wasser geliefert.

Zur Überwachung der Grundwasserabsenkung wurden von der Erdoberfläche mehrere vertikale Rohrbrunnen mit 2" Durchmesser gebohrt und der Stand des Grundwasserspiegels während der Arbeit ständig kontrolliert.

Die während der Bauarbeiten gewonnenen Erfahrungen haben gezeigt, daß die eingebauten Vacuumbrunnen die Arbeitsstelle vollständig trockengelegt haben, und bei keinem der Tunnels waren Zusatzbrunnen benötigt.

Die Stollen wurden mittels eiserner Stollenzimmerung vorgetrieben. Die aus I-Profilen gekrümmten Lehrbogen stützen sich auf vorgefertigte Eisenbeton-Sohlschwellen. Zwischen dem Schacht des Waggonkippers und den Tunnel-

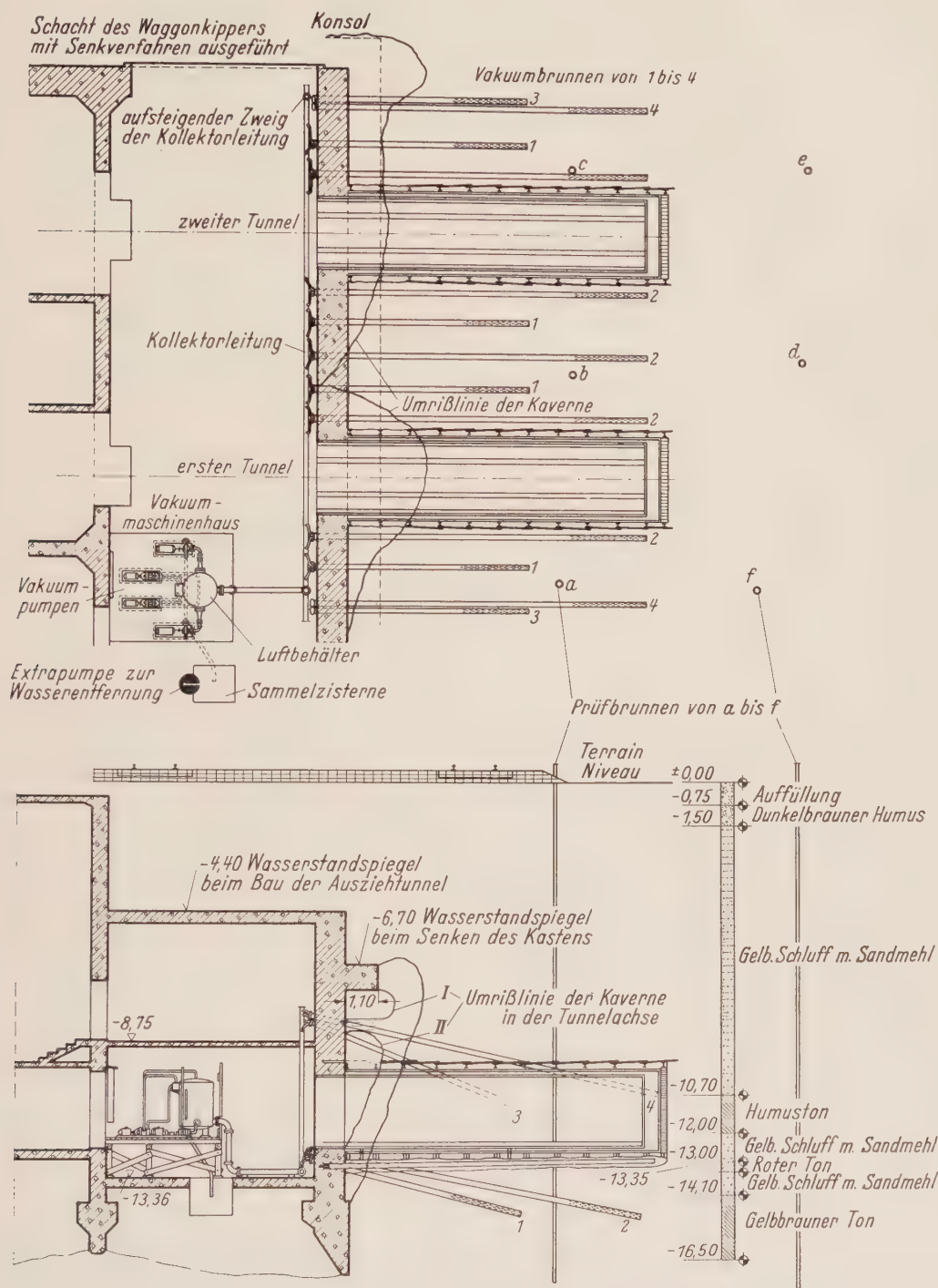


Abb. 1. Oben: Grundriß der Tunnels und der Vacuumbrunnen; unten: Querschnitt durch den Arbeitsplatz.

Zuerst wurden die tiefsten Vacuumbrunnen 13,36 m unter Terrainoberfläche aus dem Schacht des Waggonkippers in den Untergrund eingetrieben, gleichzeitig wurde das Maschinenhaus eingebaut. Nach einer Woche, nachdem die Vakuumpumpe in Betrieb gesetzt wurde, konnte man schon feststellen, daß die eingebauten Brunnen den Untergrund in genügendem Maße trockengelegt haben und der Vortrieb der Stollen im trockenen Baugrund ausgeführt werden kann.

wandungen sind keine Dillatationsfugen. Die Tunnelwände wurden mittels zwei Dichtungsschichten aus Zementmörtel abgedichtet. Die eine Schicht wurde auf den 0,20 m starken äußeren Tunnelring, die zweite nach Fertigstellung der Tunnelwandungen auf der inneren Tunnelwölbung aufgetragen.

Die Erfahrungen bei diesem Bau haben gezeigt, daß die Entwässerung mittels horizontaler Vacuumbrunnen bei Stollenbauten vorteilhaft angewendet werden kann.

Kurze Technische Berichte

Strahlungsschutztechnik

Entwurf und Ausführung von Strahlenabschirmungsanlagen aus Beton

DK 621.039.431 : 725.4

Entwurf eines ferngesteuerten metallurgischen Spaltstoffaufbereitungswerkes

Die mittels Verwendung angereicherten Spaltstoffes auf Erhöhung von Leistungsdichte und Spaltstoffaufbrand gerichtete Entwicklung von Kraftwerksreaktoren beeinflusst den gesamten Spaltstoffzyklus. Bei Verwendung des üblichen Lösungs-extraktionsverfahrens werden längere Vorlagerungszeiten notwendig, um die Zersetzung des Lösungsmittels unter dem Einfluß der Strahlung gering zu halten. Ferner müssen die Abmessungen der chemischen Apparate proportional der mit zunehmender Spaltstoffkonzentration abnehmenden kritischen Masse verkleinert werden.

Ein Verfahren, das als besonders vielversprechend für die Aufbereitung angereicherten Spaltstoffes — insbesondere hochgradig angereicherten Spaltstoffes von schnellen Reaktoren — erscheint, ist pyrometallurgische Trennung. Während das Lö-

sungs-extraktionsverfahren die Schritte: 1. Spaltstoffelement-Lösung, 2. chemische Isolierung des Spaltstoffes und 3. Rückführung der Uran- und Plutonium-Salze zum Metall, verwendet, bleibt der Spaltstoff während des ganzen pyrometallurgischen Trennprozesses im metallischen Zustand. Da das pyrometallurgische Verfahren gegen Strahleneinwirkung unempfindlich ist, entfällt die Notwendigkeit einer Vorlagerungsperiode, wodurch die für den Spaltstoffzyklus eines Reaktors erforderliche Spaltstoffmenge reduziert wird. Die Isolierung der Spaltprodukte in sehr kompakter Form macht sie für die Nutzung als Strahlenquelle geeignet bzw. erleichtert ihre endgültige sichere Unterbringung beträchtlich.

Diesen Vorteilen des pyrometallurgischen Trennverfahrens steht der Nachteil einer unvollständigen Entfernung der Spaltprodukte aus dem aufbereiteten Spaltstoff gegenüber. Vom kernphysikalischen Standpunkt betrachtet, ist eine Herabsetzung des Spaltproduktgehaltes auf etwa 10^{-1} durchaus hinreichend, d

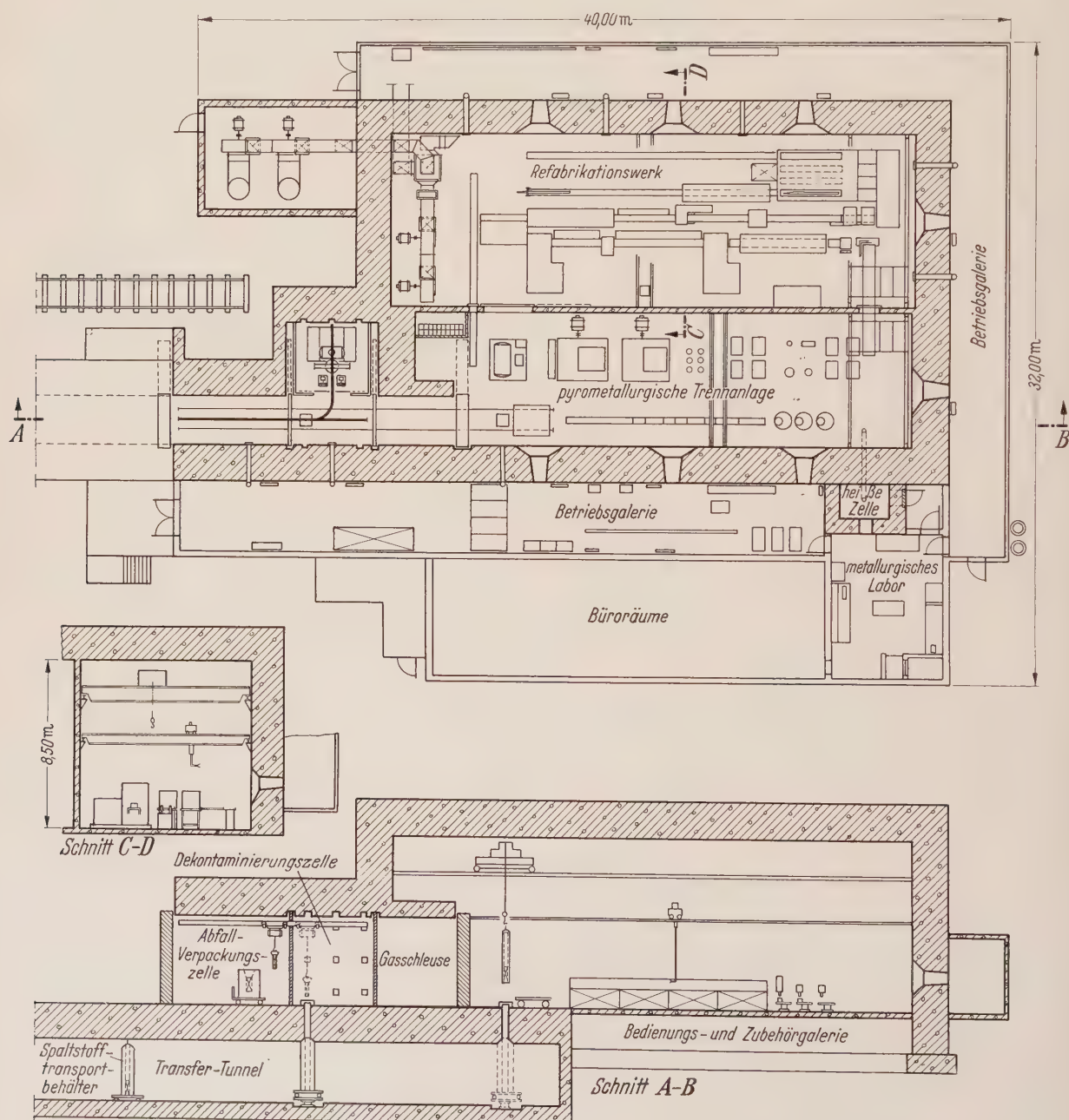


Abb. 1. Horizontalschnitt und Vertikalschnitt durch das Gebäude des metallurgischen Spaltstoffaufbereitungswerkes.

Reaktoren mit einer hohen Toleranz für das Anwachsen der Spaltproduktmenge entworfen sind. Hinsichtlich des Strahlenschutzes ergeben sich aus der unvollständigen Abtrennung der Spaltprodukte jedoch schwierige Probleme. Um die metallurgischen Arbeiten im Kontakt durchführen zu können, ist es erforderlich, daß die Radioaktivitätsmenge der Rest-Spaltprodukte nicht die Radioaktivität des Spaltstoffes im Gleichgewicht mit seinen Tochterprodukten übersteigt. Das bedingt Herabsetzungen des Spaltproduktgehaltes auf 10^{-6} bis 10^{-8} , die durch ein radiochemischen Trennprozeß erreicht werden; bei der pyrometallurgischen Trennung werden aber nur Herabsetzungen in der Größenordnung von 10^{-2} erzielt [1]. Somit müssen die metallurgischen Refabrikationsprozesse ferngesteuert in abgeschirmten gasdichten Zellen vorgenommen werden. Das bedeutet, daß nur die Vornahme von sehr einfachen metallurgischen Operationen möglich ist, und der Reaktor-Konstrukteur damit verhältnismäßig einfachen Formen der Spaltstoffelemente begnügen muß.

Von der Vitro Corporation of America ist ein Entwurf für eine pyrometallurgische Tenganlage mit dem dazugehörigen ferngesteuerten Spaltstoffelement-Refabrikations-Werk aufgestellt worden, um die hauptsächlichsten technischen Probleme und Sicherheitserfordernisse zu identifizieren und eine Grundlage für Kapital- und Betriebskostenschätzungen zu erhalten. Aus der ingenieurtechnischen Studie lassen sich die potentiellen Probleme von Entwurf, Konstruktion und Betrieb eines metallurgischen Spaltstoffaufbereitungswerkes erkennen. Der Entwurf stellt nicht das Ergebnis einer umfassenden technisch-wirtschaftlichen Untersuchung zur Ermittlung der bestmöglichen Lösung dar, sondern ist als eine „Bezugs“-Lösung zu werten. (Abgesehen von der Zugrundelegung alternativer Prozeßtechnologien, führten sich nach Ansicht des Ref. grundsätzlich in betriebswirtschaftlicher und wirtschaftlicher Hinsicht günstigere Varianten des bautechnischen Entwurfes finden lassen.)

Folgende Annahmen bilden die Grundlage für den Entwurf des Spaltstoffaufbereitungswerkes: a) Das Werk bedient einen schnell-Brutreaktor mit einer Wärmeleistung von 500 MW. b) Die Abtrennung der Spaltprodukte von dem Uran und Plutonium erfolgt nach kurzer Vorlagerung der aus dem Reaktor herausgenommenen Spaltstoffelemente in Schmelzöfen mit Hilfe eines Oxyd-Schlackungsprozesses. Darauf wird die Refabrikation der Spaltstoffelemente durch einen Walzprozeß vorgenommen. Der Walzprozeß enthält für den Entwurf der Anlage wesentlich schwierigere Probleme als die Refabrikation der Spaltstoffelemente durch gießtechnische Verfahren; letztere gestatten aber nur die Herstellung sehr einfacher Spaltstoffelementformen). Das Werk ist für kontinuierlichen zuverlässigen Betrieb eingerichtet. — Abb. 1 zeigt einen Horizontalschnitt und zwei vertikalschnitte durch das Gebäude des metallurgischen Spaltstoffaufbereitungswerkes, das durch einen etwa 200 m langen Tunnel mit dem Spaltstoff-Entladesystem des Reaktors verbunden ist. Das Gebäude ist in folgende Bereiche unterteilt: 1. In pyrometallurgische Trennanlage und Refabrikationswerk unterteilt, abgeschirmte hallenförmige Zelle, 2. Gasschleuse, 3. Betriebsgalerie, 4. Transfer-Tunnel, 5. Bedienungsgalerie mit Wärmeaustauscher-Systemen u. a. Zubehör, 6. Gebläse- und Ventilatorraum, 7. metallurgisches Laboratorium mit heißer Zelle, 8. Büroräume.

Die Zelle ist von den übrigen Teilen des Gebäudes vollständig isoliert. Ihre Außenabmessungen sind 29 m Länge, 19 m breite und 10,5 m Höhe. Die für die Strahlenabschirmung erforderliche Dicke der Wände aus gewöhnlichem Beton beträgt 180 cm für die Trennanlage und 170 cm für das Refabrikationswerk; der Entwurf sieht für die Decke die gleiche Etendicke vor. Die beiden Zellenbereiche sind durch eine 30 cm dicke Betonwand voneinander abgetrennt. Die Zelle ist vollständig mit verschweißten Stahlblechen mit einer Dicke von 25 mm n Fußboden und einer Dicke von 5 mm an Wänden und ecke ausgekleidet, um ein Durchdiffundieren flüchtiger radioaktiver Substanzen durch die Betonabschirmung zu verhüten. Wand- und Deckenverkleidung ist an in den Beton einbeton-

nierten Stahlträgern befestigt, mit einem Zwischenraum von 25 mm zwischen Stahlblech und Betonoberfläche.

Da das Eintreten von chemischen Reaktionen zwischen Spaltstoffmetall und Luft, sowie von chemischen Reaktionen zwischen der Natrium-Kalium-Legierung, die für die Kühlung der Schmelzöfen verwendet wird, und Luft oder Wasserdampf, verhindert werden muß, wird die Zelle und die angrenzende Gasschleuse mit einer inerten Argon-Atmosphäre gefüllt. Die in den Zellen entwickelte Wärme wird durch Zirkulation des Argons durch ein Wärmeaustauscher-System abgeführt, wobei suspendierte Teilchen durch Filterung entfernt werden. In der Zelle wird ein Unterdruck von 2,5 cm WS aufrechterhalten, um eine Ausbreitung radioaktiver Substanzen zu verhüten. Der Zwischenraum zwischen Stahlblechverkleidung und Betonoberfläche ist zur Erleichterung der Lokalisierung evtl. Undichtheiten in Sektionen unterteilt. Um die Möglichkeit eines Einsickerns von Luft in die Zelle und eines Aussickerns flüchtiger radioaktiver Stoffe aus der Zelle auf ein Minimum zu beschränken, wird in dem Zwischenraum ein Argon-Überdruck aufrechterhalten.

Die Trennwand zwischen den beiden Zellenbereichen enthält zwei kleine Öffnungen für den Materialtransport und ein 3,3 m großes Tor für den Transport von Maschinen. Außer Rohrleitungen, Stromkabeln und Instrumentenleitungen bestehen folgende Verbindungen von der Zelle zu den äußeren Anlagen: Das Tor aus Barytbeton an der inneren Gasschleuse, eine in der mittleren Gasschleuse gelegene Deckenöffnung für den Transfer von Spaltstoffelementen zwischen Tunnel und Zelle und ein Druckluftrohr für die Durchgabe von Prüfkörpern aus der Werkzelle in die Laborzelle.

Sämtliche Arbeitsgänge in Zelle, Luftschleusen und Tunnel werden von der Betriebsgalerie aus ferngesteuert und überwacht. Abschirmungsfenster und Teleskope ermöglichen den Einblick in Zelle, Gasschleusen und Tunnel von der Betriebsgalerie aus. Die Zellenoperationen können zusätzlich mit Fernsehkameras verfolgt werden, die mit Hilfe von Manipulatoren an jeder Stelle der Zelle aufgestellt und gerichtet werden können.

Die Abschirmungsfenster bestehen aus 100 cm nicht-bräunendem, Cer-stabilisiertem Bleiglas mit einer Dichte von $3,3 \text{ g/cm}^3$ und 20 cm Bleiglas mit einer Dichte von $6,2 \text{ g/cm}^3$ an der Außenseite des Fensters. Die Schwächung der Abschirmungswand durch Rücksetzung der Fenster mit weitem Sicht-Öffnungswinkel wird durch Verwendung von Schwerbeton im Bereich um die Fenster kompensiert. Die Periskoplöcher sind an der Innenseite mit Cer-stabilisierten Bleiglasplatten verschlossen, die Periskope selbst haben eine eingebaute Bleiabschirmung. — Alle Materialien und Geräte in der Zelle, die nicht durch einen integralen Teil des Fließbandes gehandhabt werden, können mit Hilfe von Kranen und Manipulatoren, die die ganze Zellenfläche bestreichen, bewegt werden. Die Komponenten der Ausrüstung der Trenn- und der Refabrikationsanlage müssen unter den Bedingungen hoher Temperaturen und starker Strahlungsfelder, ohne wesentliche Unterhaltung zu erfordern, zuverlässig arbeiten. Evtl. Reparaturarbeiten sollen möglichst mit Hilfe der Krane und Manipulatoren durchführbar sein. Wenn die ferngesteuerte Reparatur eines Anlageteiles nicht im Bereich der Möglichkeit liegt, wird es abmontiert, in der Dekontaminierungszelle gereinigt, und, wenn dies in hinreichendem Maße gelingt, darauf im Kontakt repariert. —

[Nach L. Basel und J. Koslov: Conceptual Design of Pyrometallurgical Reprocessing Plant. Advances in Nuclear Engineering, Vol. I, S. 176—186. New York—London—Paris: Pergamon Press, Inc., 1957; und J. Koslov und C. M. Ladd: Conceptual Design of Remote Fabrication Plant. ibid., S. 187—197.]

Dipl.-Ing. Th. Jaeger, Berlin.

Literatur

1. H. Etherington: Nuclear Engineering Handbook. Section 11, Article 5.6. New York—Toronto—London: McGraw-Hill Book Co., 1958.

Entwurf von Behältern für die Speicherung flüssiger hochaktiver Abfallprodukte

K 624.953 : 621.642.37 : 621.039.002.68

Gesichtspunkte für den Entwurf von Speicherbehältern für radioaktive Abfälle

In dem Savannah River Werk der U. S. Atomic Energy Commission fallen bei der radiochemischen Trennung der einzelnen Bestandteile des im Reaktor bestrahlten Spaltstoffes große Mengen hochgradig radioaktiver flüssiger Abfälle an. Die Radioaktivität dieser Abfälle beträgt etwa das 10^{10} -fache der für

Oberflächengewässer höchstzulässigen Werte. Zwei der Spaltprodukte, Strontium-90 und Cäsium-137, haben Halbwertszeiten von 20 bzw. 37 Jahren, und selbst nach zwanzig Jahren ist das Aktivitätsniveau der Abfälle noch um einen Faktor 10^8 zu hoch für die Einleitung in den Fluß. Die Abfälle werden daher in großen unterirdischen Behältern gespeichert. Wegen der ungeheuren Gefährlichkeit der hochaktiven Abfallflüssigkeit müssen Entwurf und Konstruktion dieser Behälter ungewöhnlichen Anforderungen an Sicherheit und Zuverlässigkeit genügen, zugleich müssen

sie aber auch mit einem möglichst geringen Kostenaufwand errichtet werden können.

Die erforderliche Speicherkapazität wurde auf mehrere zehntausend Kubikmeter veranschlagt. Das Aktivitätsniveau der Abfälle erfordert die Abschirmung der intensiven Strahlung. Die Zuleitung der Abfälle zu den Speicherbehältern erfolgt in Form einer Flüssigkeit, die keine ungelösten Feststoffe enthält, durch Rohrleitungen. Die Abfallflüssigkeit ist eine Lösung verschiedener Salze und Spaltprodukte mit einem spezifischen Gewicht von 1,2 g/cm³. Das Einleiten der Abfälle in alkalischen Zustand in die Behälter gestattet die Verwendung von Kohlenstoffstahl als Baustoff. Die Wärmeerzeugung aus der Selbst-

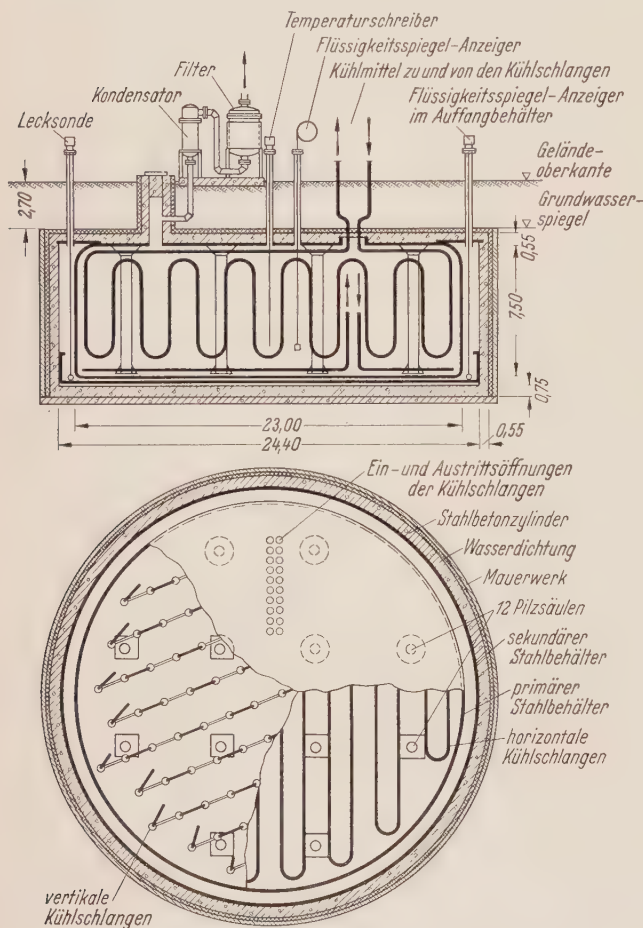


Abb. 1. Speicherbehälter für hochaktive Abfallflüssigkeiten; erste Ausführung mit 2840 m³ Fassungsvermögen.

absorption der emittierten Strahlung wurde zu 0,3 kcal/l.h berechnet. Zur Vermeidung der radioaktiven Verseuchung der Luft durch flüchtige Spaltprodukte muß die erzeugte Wärme abgeführt werden. Die von der Abfällung beim Einlaufen in den Behälter verdrängte Luft muß bei der Abgabe nach außen von radioaktiven Schwebstoffen gereinigt werden. Um die Wasserversorgung der umliegenden Ortschaften nicht zu gefährden, muß ein Einsickern radioaktiver Substanzen in das Grundwasser mit unbedingter Sicherheit verhütet werden.

Die Analyse dieser Faktoren führte zu dem Schluß, daß die Speicherbehälter aus folgenden Konstruktionsteilen bestehen müssen:

1. Ein primärer Behälter aus Stahl, dessen sämtliche Schweißnähte radiographisch zu untersuchen sind. Der Behälter ist zweckmäßig unterirdisch anzuordnen, um die intensive radioaktive Strahlung auf so billige Weise wie möglich abzuschirmen.
2. Ein sekundärer Behälter aus Stahl in Form einer Untertasse mit hochgezogenem Rand mit einem ausreichenden Fassungsvermögen, um bei Entstehen einer Leckstelle die austretende Abfallflüssigkeit während der Zeit zu speichern, die vom Entdecken des Leckes bis zur Überführung des gesamten Behälterinhaltes in einen anderen Speicherbehälter verstreichen würde.
3. Ein Umschließungsbauwerk aus Stahlbeton, das den Erddruck und die Strahlenschutzüberschüttung aufnimmt, die Behälter vor äußeren Korrosionseinflüssen bewahrt und als dritte

Barriere gegen das Entweichen radioaktiver Abfälle nach außen dient.

4. Hilfsausrüstungen. In den primären Behälter sind Kühlslangen einzubauen zur Verhütung des Siedens der Abfallflüssigkeit. Für den Fall eines Schadens am Kühlsystem muß nachfolgendem Sieden des Behälterinhalts ist als Reserveeinrichtung ein Rückfluß-Kondensator zu installieren, um die Abfälle als Flüssigkeit im Behälter zu behalten. Zur Rückhaltung radioaktiver Schwebstoffe ist in den Abluftkanal ein Filter einzubauen. Es sind Instrumente zum Messen von Temperatur und Volumen der Abfällösung und zum Feststellen von Undichtheiten vorzusehen.

Auf der Grundlage der Erfahrungen von Hanford Works wurden als wirtschaftliche Abmessungen für den zylindrischen primären Behälter ein Durchmesser von 23,0 m und eine Höhe von 7,5 m gewählt; die erforderliche Blechdicke beträgt 13 mm. Der untertassenförmige Auffangbehälter hat einen Durchmesser von 24,4 m, eine Höhe von 1,5 m und eine Blechdicke von 13 mm. Das Umschließungsbauwerk ist ein zylindrischer Stahlbetonbehälter mit 55 cm dicker Wand, 55 cm dicker Deckenplatte und 75 cm dicker Bodenplatte. Zwölf Säulen stützen die Deckenplatte und verstärken zugleich die Bodenplatte gegen die Auftriebskräfte aus dem Grundwasser. Der Betonbehälter erhält außen eine Dichtung aus fünf Lagen Asphaltpappe, die vertikale Wand wird weiterhin durch 7,5 cm Mastix abgedichtet, der zwischen dieser und einer äußeren Ziegelwand eingegossen wird. Abb. 1 zeigt Querschnitt und Grundriß dieser Behälterkonstruktion.

Die in der radiochemischen Trennanlage anfallende Abfallflüssigkeit wird den Behältern durch in verhältnismäßig starkem Gefälle (1,5 ‰) verlegte Leitungen zugeführt, um die Möglichkeit einer Verstopfung auf ein Minimum zu halten. Die Höhenlage eines Behälters wurde durch die Höhenlage der Zuleitung festgelegt, womit sich automatisch eine mehr als hinreichende Strahlenschutz-Erdüberdeckung ergab.

Zur Abführung der durch die Selbstabsorption der Spaltprodukt-Strahlung in der Abfallflüssigkeit erzeugten Wärme ist der primäre Behälter mit einem System von 18 vertikalen Kühlslangen ausgerüstet, die unabhängig voneinander mit Kühlwasser versorgt werden. Um während des Anfangsstadiums der Behälterfüllung genügend Wärmeübertragungsfläche zu bieten, ist noch ein System horizontaler Kühlslangen in zwei Schichten über dem Boden vorgesehen. Wegen der Ungewißheit über die Art der zu erwartenden Konvektionsströmungen, die bei in der ganzen Flüssigkeit gleichmäßiger Wärmefreisetzung auftreten und wegen der großen Abstände zwischen den Kühlslangen wurde bei der Bemessung des Kühlsystems ein Sicherheitsfaktor 2 angewandt. In der Behälterdecke sind zusätzliche Aussparungen vorgesehen, um die Installation weiterer Kühlslangen zu ermöglichen, wenn sich dies als notwendig herausstellen sollte.

Die bei der Ausführung dieser Behälter und neuer, in den Hanford Werken erbaute Behälter gesammelten Erfahrungen wurden beim Entwurf einer zweiten Reihe von Speicherbehältern für das Savannah River Werk verwendet. Eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung, von der in Abb. 2 und 3 einige Ergebnisse wiedergegeben sind, ergab einen Behälterdurchmesser von 23,0 m, eine flache Decke des Umschließungsbauwerkes und (unter Berücksichtigung der örtlichen höchstzulässigen Bodenpressung von 2,44 kg/cm²) eine Behälterhöhe von 13,7 m als günstigste Lösung, wenn die Konstruktion nur für sich betrachtet wird. Als bedeutendes Kostenelement kommen die Kosten der Wasserhaltung in der Baugrube und die Abdichtungskosten hinzu. Wenn es

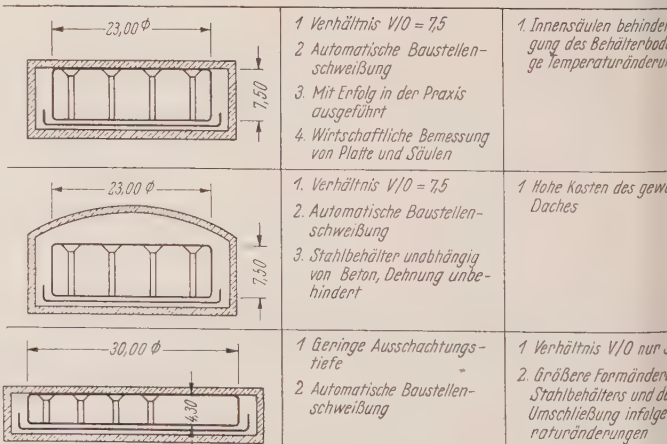


Abb. 2 Vergleich von Behälterformen.

öglich ist, die Behälter oberhalb des Grundwasserspiegels an-
legen, sind — wie aus Tabelle 1 hervorgeht — Einsparungen
von etwa 25 % möglich.

Das Herausheben der zweiten Behälterserie aus dem Grund-
wasserbereich und die Bedingung, daß die Abdeckung des Um-
schließungsbauwerkes sich nicht über das Gelände erheben soll,
ergibt die Gesamthöhe von Umschließungsbauwerk plus Strahlen-
schutzüberdeckung fest und macht den Einbau von Pumpen
forderlich. Die Kostenzunahme wird jedoch durch die aus der
Anordnung über dem Grundwasserspiegel resultierenden Ein-

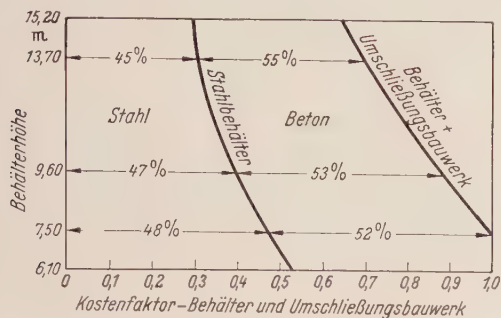


Abb. 3. Kostenfaktoren für Behälter mit 23,0 m Dmr.

parungen mehr als aufgewogen. Es erwies sich als wirtschaft-
licher, Beton als einzigen Strahlenschutz über dem primären
Behälter zu verwenden als teils Beton und teils Erde. Die er-
forderliche Dicke für die Beton-Strahlenschutzdecke von 115 cm
liegt über der Dicke von 90 cm, die aus statischen Gründen
für Überdeckung eines primären Behälters von 23,0 m Dmr. mit
nur einer Zentralstütze erforderlich ist. (Die Stützung durch nur

Tabelle 1. Vergleich der Kosten zweier Behälteranlagen, von denen
eine im Grundwasser, die andere oberhalb des Grundwasserspiegels
liegt.

Kostenelement	Unter dem Grund- wasserspiegel- Gesamtbaukosten in %	Über dem Grund- wasserspiegel- Mögliche Einspa- rung der Gesamtbaukosten in %
primäre und sekundäre Behälter	35	0
Kühlschlangen	7	0
Topographie	4	0
Umschließungsbauwerk	23	6
Dichtung des Betons	15	7
Inspektion	9	5
Wartungsarbeiten	7	7
Insgesamt:	100 %	25 %

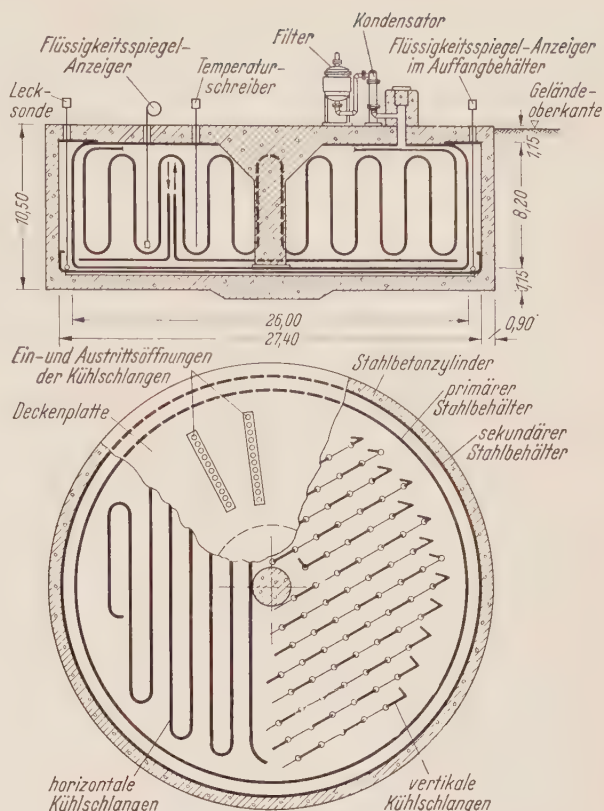


Abb. 4. Speicherbehälter für hochaktive Abfallflüssigkeiten;
zweite Ausführung mit 4050 m³ Fassungsvermögen.

eine zentrisch angeordnete Säule gewährleistet eine größere
Bewegungsfreiheit des Behälterbodens für Wärmedehnungen in-
folge der sich mit der Zeit auf dem Boden ablagernden
Schlammschicht mit Temperaturen von 150 bis 175° C.) Um die
115 cm Beton voll auszunutzen, wurde daher der Behälter-
durchmesser auf 26,0 m erhöht. Dieser Durchmesser liegt inner-
halb des Bereiches wirtschaftlicher Abmessungen. Die Behälter-
konstruktion ist in Bild 4 dargestellt. — [Nach: Edgar E. Wil-
son: Design Considerations of Storage Tanks for Radioactive
Wastes; in: Reactor Operational Problems. Selected Papers from
the 1st Nuclear Engineering and Science Congress Held under
the Auspices of the Engineers' Joint Council at Cleveland, Vol.
II, S. 29—35. New York-London-Paris 1957, Pergamon Press]

Dipl.-Ing. Th. Jaeger, Berlin.

K 626-318 : 626.17 : 626.114 (282.5 Rheinseitenkanal)

Böschungs- und Sohlenbefestigung des Rhein- Seitenkanals in der Haltung Fessenheim

Mit der Staustufe Fessenheim wurde im Anschluß an die
stehenden Haltungen Kembs und Ottmarsheim die dritte
haltung des Rhein-Seitenkanals fertiggestellt. Kanal und Bau-
werke liegen in alluvialen Ablagerungen des Rheins, deren
tiefe im Bereich des Kraftwerks und der Schleusen 100 m er-
reicht. Die Ausbauwassermenge des Kanals beträgt 1080 m³/s
bei einer Wassergeschwindigkeit von 1,20 m/s. Die Wasser-

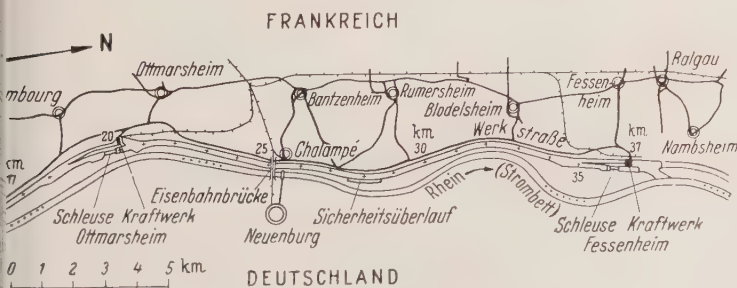


Abb. 1. Verlauf der Haltung Fessenheim.

menge kann bis auf 1160 m³/s gesteigert werden. Die Gesamt-
länge der Haltung zwischen Ottmarsheim und dem Auslauf in
den Rhein unterhalb der neuen Staustufe liegt bei 17 km
(Abb. 1).

Die neue Haltung beginnt bei km 21,1 unterhalb des Kraft-
werksauslaufes Ottmarsheim. Der Übergang zum Regelquer-
schnitt des Kanals (Trapez) ist 800 m lang. Die Sohlenbreite
verringert sich in diesem Stück von 125 m auf das Regelmaß
von 80 m, was durch eine mit einer Sohlenneigung von 2,4 ‰
zunehmende Wassertiefe ausgeglichen wird. Im anschließenden
Kanalstück von km 21,9 bis km 33,88 beträgt die Neigung
der Sohle 0,07 ‰ und die der Böschungen 3 : 1. Bei km 25,147
kreuzt eine Eisenbahnlinie. Ferner liegen in diesem
Abschnitt auf dem rechten Ufer ein Sicherheitsüber-
lauf von 1000 m Länge mit einer Kronenhöhe von
50 cm über dem normalen Betriebswasserstand sowie
zwei Kaimauern auf dem linken Ufer. Unterhalb
km 33,88 schließt sich bis zu dem 600 m langen
Wendebecken eine Kanalerweiterung gleicher Länge
an. 3 m unter dem niedrigsten schiffbaren Wasser-
stand hat das Wendebecken eine Breite von 200 m.

An seinem unteren Ende zweigen vom Wende-
becken der Kraftwerkskanal und der obere Vorhafen
der Schleusen ab. Der Werkkanal ist bis an die
Kraftwerksrechen 1550 lang und hat einen Trapez-
querschnitt mit 40 m Sohlenbreite und Böschungs-

Kraftübertragungen angeschlossen sind, so daß gleichzeitig verschiedene Bewegungen ausgeführt werden können. Die geför-
erten Bodenmengen sind mit rd. $1 \text{ m}^3/\text{lfm}$ Ufer an sich ge-
ing, entsprechen aber dem eigentlichen Zweck der Maschine als
laniergerät. Der Arbeitswagen trägt außerdem noch eine Walze,
ie den Boden sowohl während des aufwärts gerichteten Arbeits-
aktes als auch während des Rücklaufes verfestigt.

Die Betoniermaschine ist ähnlich aufgebaut wie das Planier-
gerät und läuft auch auf den gleichen Schienen wie dieses. Im
Oberwagen ist hier noch ein 1000-l-Mischer untergebracht und
n dem Hauptträger (umgekehrter U-Querschnitt) laufen zwei
Wagen, von denen einer den Fertiger trägt und der andere nur
um Betontransport dient. Zement und Zuschlagstoffe werden
mit LKW angefahren und das Anmachewasser einem an die
Maschine angehängten fahrbaren Behälter entnommen. Der
Fertiger, der den Beton auf die Böschung aufbringt und durch
Rütteln verdichtet, arbeitet wie der Arbeitswagen des Planier-
gerätes von unten nach oben.

Die ganze Maschine wiegt 80 t und wird durch einen Deutz-
Diesel von 75 PS angetrieben, an den ein Generator und Ketten-
antriebe für Mischer und Winden angeschlossen sind.

Die in einem Arbeitsgang betonierten Streifen sind je 2,25 m
breit und werden untereinander durch 60 cm breite Beweh-

etwa 12 Stunden wieder gezogen werden konnten. Dieses Ver-
fahren macht jedoch, wenn ein sauberes Aussehen der Fugen
erzielt werden soll, umfangreiche und teure Nacharbeiten von
Hand erforderlich, da der frische Beton beim Eindringen der
Scheiben an beiden Fugenrändern hochquillt. Ein Einschnitten
der Fugen nach ausreichender Erhärtung des Betons wäre wahr-
scheinlich günstiger gewesen. Als Fugenverguß wurde Zement-
mörtel verwendet, auf den oberen 10 m Böschungslänge jedoch
Bitumen-Vergußmasse.

Böschungsbefestigung unterhalb km 31

Die hier verwendeten Platten haben Abmessungen von
 $7,50 \times 3,00 \times 0,09 \text{ m}$ und ein Gewicht von rd. 5 t. Sie sind
beiderseits mit Matten aus 5 mm Rundstahl und einer Maschen-
weite von $10 \times 20 \text{ cm}$ bewehrt. In einer Werkstatt bei der

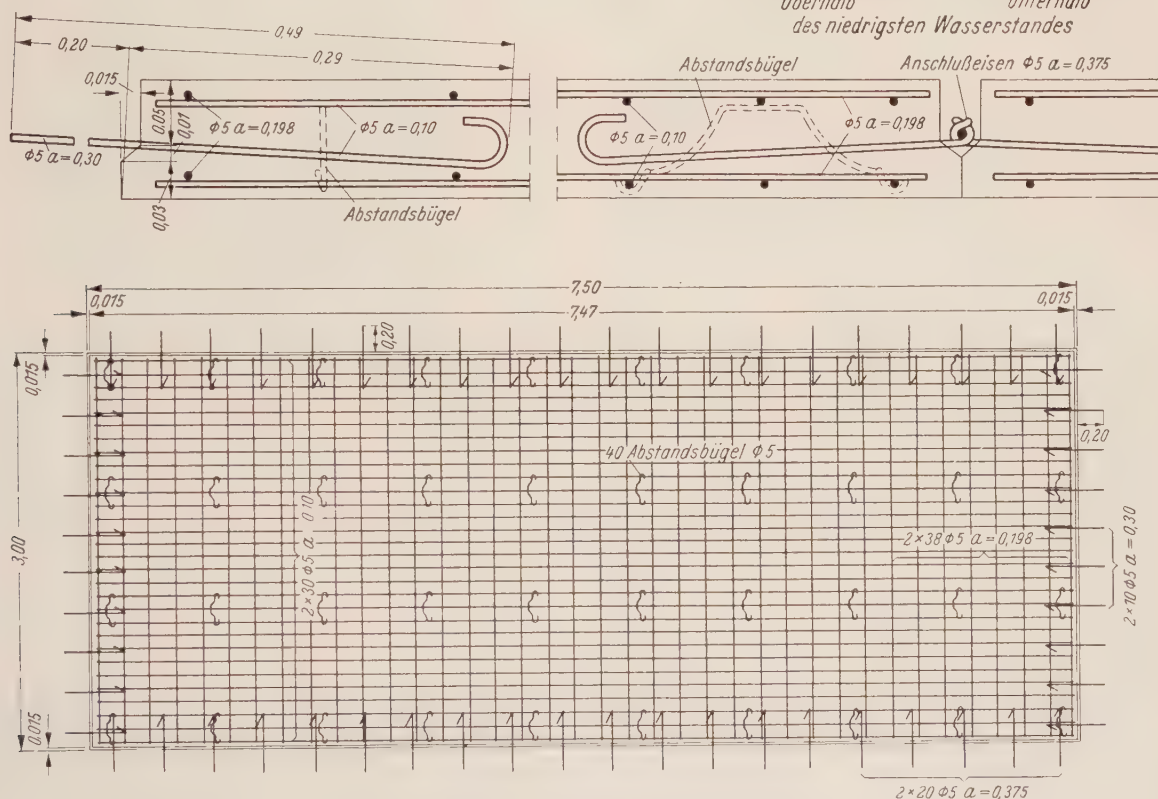


Abb. 5. Einzelheiten zur Fugenausbildung der Platten.

ungsmatten verbunden, die die Maschine selbsttätig einlegt.
Bei einer planmäßigen Arbeitszeit von einer halben Stunde je
Streifen kann theoretisch in 9 Std. (davon 8 Stunden Betriebs-
zeit der Maschine) ein Arbeitsfortschritt von 35 m erzielt wer-
den. Zahlreiche Störungen der verschiedensten Art hatten je-
doch häufige Unterbrechungen zur Folge, obwohl abwechselnd
mit den Maschinen der beiden Ufer gearbeitet wurde und da-
durch stets ausreichende Zwischenzeiten für Reparaturen und
Unterhaltung zur Verfügung standen.

Der Fugenabstand beträgt für die Längsfugen 5,0 m und
für die Querrfugen 6,75 m, entsprechend drei Streifenbreiten.
Der Querschnitt ist für alle Fugen der gleiche: sie sind oben
5 mm und unten 4 mm breit und haben eine Tiefe von 8 cm.
Erstrecken sich also nur über $\frac{2}{3}$ der Betonstärke von 13 cm.
Die Querrfugen werden in der Mitte jedes dritten Streifens durch
eine Scheibe eingeschnitten, die an dem Betonierwagen sitzt
und die Längsfugen durch entsprechende Scheiben am Haupt-
träger. Um die Fugen in dem frischen Beton offenzuhalten,
wurden Fugeneisen eingesetzt, die in der Regel nach

vorhergehenden Baustelle Ottmarsheim wurden aus je zwei
Matten und 40 Abstandsbügeln Bewehrungskörbe geflochten
und auf Spezialwagen nach Fessenheim gefahren, wo die Platten
betoniert wurden. Die Körbe wurden an zwei Fließbändern
senkrecht hängend hergestellt und die Matten in der gleichen
Werkstatt maschinell angefertigt und auf Plattengröße zuge-
schnitten.

Die Platten selbst wurden auf zwei Betonbahnen betoniert,
die für zusammen 160 Platten bemessen und mit Gleisen für
Kräne, Mischmaschine und Loren sowie mit Wasser-, Saug-
und Druckluftleitung ausgerüstet waren. Als Seitenschalungen
wurden Winkelleisen verwendet, die auf der Betonunterlage an
einbetonierten Ankerstücken befestigt wurden. Die Zuschlag-
stoffe wurden bereits in der richtigen Kornzusammensetzung
an eine fahrbare Mischmaschine gebracht, von der aus der Beton
direkt in die Schalungen entleert werden konnte. Zur Be-
schleunigung des Fabrikationsvorganges wurde ebenso wie schon
in Ottmarsheim das „Vacuum Concrete“-Verfahren angewandt.
Die Platten sind dabei schon nach 24 bis 36 Std. transportfähig

Das Vacuum-Verfahren besteht darin, daß nach dem Betonieren ein Baumwolltuch als Filter auf dem frischen Beton ausgebreitet und darauf eine Deckplatte gesetzt wird, die aus einem steifen Rahmen besteht, in dem durch Anschluß an die seitliche Saugleitung Unterdruck erzeugt und etwa 10 Min. aufrechterhalten wird. Dadurch wird überschüssiges Wasser abgesaugt und der Beton verdichtet. Eine weitere Verdichtung wird durch Rüttler erzielt, die an der Abdeckplatte sitzen, und vor Beginn der Vacuumbehandlung einige Sekunden angestellt werden. Dadurch wird gleichzeitig die Behandlung selbst beschleunigt, da sich die Platte fester auf den frischen Beton setzt. Während der warmen Jahreszeit konnten die Platten schon am nächsten Tage mit einem besonderen Hubgerät abgehoben und auf die seitlich fahrenden Loren abgesetzt werden. Dies Gerät bestand in der Hauptsache aus einem steifen Rahmen mit gleichmäßig verteilten Saugnapfen, wodurch jede Verbiegung der Platten vermieden wurde. Monatlich wurden 1600 Platten hergestellt, als Spitzenleistung sogar 2500.

Mit den Loren wurden die Platten zunächst auf den 7000 Platten fassenden Lagerplatz gebracht und von dort aus gleislos zur Einbaustelle transportiert. Dort wurden die Böschungen zunächst mit einer Planiermaschine in gleicher Weise wie oberhalb km 31 abgeglichen und die Platten dann direkt auf die so vorbereiteten Flächen verlegt. Nach Verlegung einer genügenden Anzahl von Platten wurden sie in der folgenden Weise miteinander verbunden: In die Fuge wird ein Längseisen von 5 mm Stärke gelegt und die aus den Platten herausstehenden ebenfalls 5 mm starken Anschlußseisen werden um dieses herumgebogen (Abb. 5).

Im unteren Bereich der Böschung wurden die Fugen dann vollständig mit Zementmörtel vergossen, im oberen Bereich der Böschung und im ganzen Kraftwerkskanal dagegen nur auf etwa halbe Fughöhe und darüber mit Bitumen-Vergußmasse.

Umfang der Arbeiten

An Ort und Stelle ausgeführte Böschungsbefestigung	625 000 m ²
Böschungsbefestigung aus vorgefertigten Platten	468 000 m ²
Sohlenbefestigung aus Beton	650 000 m ²
Fugen mit Bitumenvergüß	170 km
Fugen mit Mörtelvergüß	390 km
Beton für Kaimauern	19 200 m ³

[Nach Paul Galabru: Le Grand Canal d'Alsace, La Technique des Travaux 33 (1957) Nr. 11/12, S. 357.]

H. Scheele, Plön/Holst.

DK 621.224.01 : 620.193.1

Zur Frage der Erosion bei Wasserturbinen

Auf Grund theoretischer Überlegungen ergibt sich, daß bei einer strömenden Flüssigkeit, in der Festkörper, z. B. Sandkörnchen, enthalten sind, die Abweichung zwischen der Bahnkrümmung der Sandkörnchen und dem Verlauf der Strömungslinien des Wassers um so größer ist, je größer die Masse und die Geschwindigkeit der Sandkörnchen sind, je größer das Verhältnis zwischen der spezifischen Masse der Körnchen und der Flüssigkeit ist, je höher ferner das Verhältnis zwischen der Geschwindigkeit der Sandkörnchen und des Wassers ist und je weniger Oberflächenrauigkeit die Körnchen aufweisen. Die zerstörende Wirkung der Reibungskräfte der Sandkörnchen an der Oberfläche der getroffenen Turbinenteile wächst mit steigendem

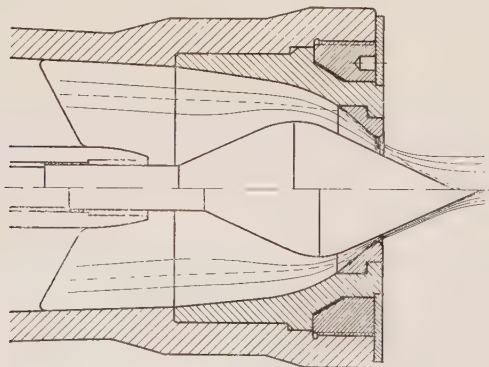


Abb. 1.

Unterschied zwischen den spezifischen Massen der Sandteilchen und des Wassers, ferner mit Zunahme des Volumens und der Geschwindigkeit des Sandkörnchens sowie des Reibungskoeffizienten und mit abnehmendem Krümmungsradius der getroffenen Turbinenwandteile.

Bei den Pelton-Turbinen, die durch hohes Gefälle und geringe zu schluckende Wassermengen charakterisiert sind, sind vornehmlich die Teile des Injektors und die Becher der erodierenden Wirkung des Wassers ausgesetzt. Die Nadel der Regleinrichtung am Injektor wird besonders an der Spitze angegriffen, aber auch die übrigen Teile ihres birnenförmigen Körpers zeigen deutlich die zerstörende Wirkung des im Wasser mitgeführten Sandes. Man unterscheidet hierbei Abnutzung durch Reibung und solche durch Stoßkräfte. Abb. 1 zeigt, wie diese beiden Einflüsse sich bemerkbar machen. Sie läßt auch erkennen, daß bei geöffneter Nadel die anfängliche Stoßzone in eine Reibungszone nach der Spitze zu übergeht, während bei fast geschlossener Nadel kaum noch Stoßeinflüsse dafür aber verstärkter Reibungsverschleiß zu bemerken ist. Abb. 2 ver-



Abb. 2.

anschaulicht das Aussehen des Reibungsverschleißes und die Einwirkung der Stoßbeanspruchung am dickeren Nadelkörper. Außer der Nadel erfährt auch der Düsenring des Injektors eine beachtliche Abnutzung.

Der aus der Düse austretende kompakte Wasserstrahl trifft auf die Eintrittskanten und die Mittelkante der Becher der Laufrades und verteilt sich von hier auf die beiden Schalenhälften. Durch die dabei eintretende Ablenkung um 180° wird ein intensiver wellenartiger Abrieb in den Schalen bewirkt, während die Mittelkante Stoßbeanspruchung erleidet (Abb. 3).



Abb. 3.

Auch die beiden an der Außenseite der Mittelkante anschließenden Eintrittskanten erfahren erhebliche Abnutzung durch Stoß. Wesentliche Unterschiede zwischen Mn-Stahl und Ni-Stahl als Becherwerkstoff waren nicht zu bemerken. Sehr schädlich wirken sich Materialfehler an oder unter der Oberfläche aus; sie bilden den Ausgangspunkt für besonders starke Erosion (Abb. 4).

Die Folge der Beschädigungen an der Nadel, der Düse und den Bechern ist eine Verminderung der Turbinenleistung, da

der Strahl zerrissen und zersplittert wird und somit Energieverluste erleidet. Dies kann sich besonders störend in einer Jahreszeit auswirken, in der der Leistungsbedarf ohnehin groß ist, also z. B. im Winter.

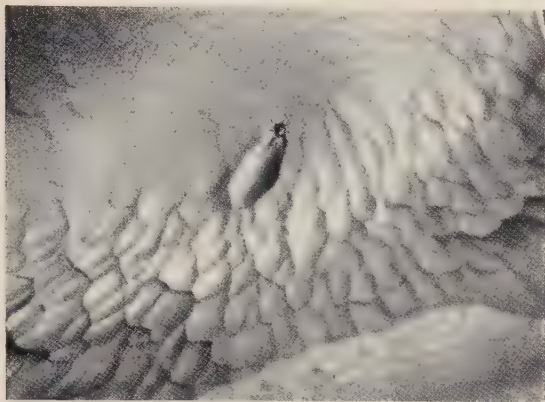


Abb. 4.

Die Francis-Turbinen sind Reaktionsturbinen, die vorwiegend bei mittlerem Gefälle und mittleren Wassermengen Anwendung finden. Die am stärksten der Erosion ausgesetzten Teile sind die Leitschaufel-Kranzringe am Verteiler, die Leitschaufeln und das Laufrad. Da das Laufrad keinen äußeren Kranz hat, werden keine äußeren Dichtungen benötigt, so daß die dem Verschleiß ausgesetzten Flächen vermindert werden. An den Leitschaufelkranzen ist der Angriff der Erosion sehr unterschiedlich. Am stärksten ist er an den Stellen, wo der Wasserstrahl auf die Leitschaufeln umgelenkt wird, während er in dem nach innen eingezogenen Teil geringer ist (Abb. 5). Die Abnutzung der Leitschaufeln, die bei verschiedenen Tur-

Nach der Mitte zu ist praktisch keine Abnutzung vorhanden. Am Rand der Schaufeln entstehen Anfressungen durch sekundäre Strömungen infolge des Druckunterschiedes zwischen Vorder- und Rückseite der Schaufeln.

Die Folge der Erosionsschäden sind, wie bereits bei den Pelton-Turbinen erwähnt, auch bei den anderen Turbinenarten mehr oder weniger große Leistungsverluste. Man muß daher Maßnahmen ergreifen, um das Eintreten solcher Schäden zu verhindern bzw. eingetretene Abnutzungen zu beseitigen. Als vorbeugende Mittel werden Absetzeinrichtungen für das Wasser, sogenannte Entsander, vorgeschlagen, in denen sich ein großer Teil der im Wasser vorhandenen Feststoffe absetzen kann. Ganz beseitigen läßt sich der Sand aber nicht, so daß immer mit gewissen Erosionserscheinungen zu rechnen ist. Daher muß man die betroffenen Teile der Turbinen aus besonders geeigneten verschleißfesten Werkstoffen herstellen. Bei Laufrädern haben sich Mn-Stähle mit 1,5 % Mn und 0,4 % C sowie NiMn-Stähle mit 2 % Ni, 0,7 % Mn, 0,25 % C bewährt. Nichtrostende Stähle bringen bei Berücksichtigung ihres hohen Preises anscheinend keine weiteren Vorteile. Auch das Schweißen und besonders die Nachbearbeitung machen bei nichtrostenden Stählen gewisse Schwierigkeiten. Bei den Nadeln von Pelton-Turbinen hat sich das Hartverchromen durch Elektrolyse mit 0,15 bis 0,2 mm Schichtstärke gut bewährt. Nach diesem Verfahren behandelte Nadeln können allerdings an den Berührungstellen mit dem Düsenring Schäden erleiden, wenn bei zu weichem Nadelwerkstoff durch den Anlagedruck an der Düse die Chromschicht örtlich zerdrückt wird. Bei sehr hohem Sandgehalt des Wassers hat man mit Nadeln aus Cr Ni Mo-Stahl ($\sigma_s = 150 \text{ kg/mm}^2$) gute Erfahrungen gemacht. Düsenringe wurden zweckmäßig aus CrMo-Stahl mit 18 % Cr, 1,8 % Mo, 0,8 % C hergestellt. Für die unbewegten Teile der Francis-Turbinen, die dem Verschleiß ausgesetzt sind, nimmt man zweckmäßig gewöhnlichen Stahl, da diese Teile leicht zu reparieren bzw. zu ersetzen sind. Herstellen dieser Teile aus teuren Sonderstählen scheint nicht rentabel. Bei den Laufrädern von Pelton-Turbinen kann man an Ort und Stelle kleine Ausbesserungen an den Bechern durch



Abb. 5.



Abb. 6.



Abb. 7.

binen sehr unterschiedlich sein kann, zeigt sich in Gestalt tiefer Rillen an der Frontfläche, wo sich durch Druckunterschiede sekundäre Strömungen bilden. Die Seitenflächen werden weniger angegriffen (Abb. 6). Bei den Laufrädern ist der stärkste Angriff der Erosion an den Außenkanten. Außerdem bilden sich in diesem Bereich auf der Druckseite 2 bis 3 mm tiefe Rillen. Die Laufräder bestehen vorwiegend aus CrNi-Stahl mit 13 % Cr und 0,5—1 % Ni. Laufräder aus Bronze können außerordentlich starke Zerstörungen erleiden.

Kaplan-Turbinen haben sehr große Schluckfähigkeit bei geringem Gefälle und, außer einstellbaren Leitschaufeln, auch verstellbare Schaufeln am Laufrad. Die Verstellung der Leitschaufeln geschieht in Abhängigkeit vom Öffnungsgrad der Leitschaufeln. Wegen des großen relativen Geschwindigkeits-Koeffizienten stellt sich die stärkste Abnutzung am Umfang des Laufrades ein, und zwar auf der Rückseite der Schaufel (Abb. 7).

Auftragschweißung ausführen. Bei geringen Auftragsdicken ist dabei eine besondere thermische Behandlung nicht nötig. Bei größeren Schäden und entsprechenden Auftragsmaterialmengen auf die ganze Becherschalenfläche ist jedoch eine thermische Nachbehandlung zur Beseitigung von Wärmespannungen erforderlich. Danach muß in jedem Fall nachbearbeitet werden durch Schleifen und Polieren.

Es ist also wichtig, daß man weitgehend vorbeugende Maßnahmen ergreift und der Werkstoffauswahl sorgfältige Beachtung schenkt. Sind Erosionsschäden eingetreten, so soll man sie frühzeitig beseitigen. Dazu ist eine regelmäßige Untersuchung der Anlagen nötig. [Nach Th. Bovet: Contribution à l'étude du Phénomène d'Erosion par Frottement dans la Domaine des Turbines hydrauliques. Bulletin Technique de la Suisse Romande, 84 (1958) Nr. 3, S. 37—49.]

Dr.-Ing. H. Bürnheim, München.

DK 624.15/.16 : 624.21 : 625.745.1 (73)

Gründungsprobleme beim Bau einer Straßenbrücke

Im Zuge der Connecticut Turnpike, Mass./USA, ist eine 780 m lange Brücke über den Bridgeport Harbor gebaut worden, deren Pfeilergründungen an das Können und die Erfindungsgabe der Ingenieure hohe Anforderungen gestellt hat.

Es waren für die 335 m lange westliche Rampenbrücke ein Widerlager und 9 Landpfeiler, für das 275 m lange Stück über den Hafen 8 Strompfeiler und 2 Pfeiler für Zufahrtsrampen erforderlich, die östliche Zufahrt von 170 m Länge weist 5 Pfeiler und 1 Widerlager auf.

Alle Pfeiler sind auf Stahlpfählen mit I-Querschnitt gegründet, mit Ausnahme von 2 Strompfeilern, deren Fundamente bis auf den Fels hinabgeführt worden sind, und einen Pfeiler, bei dem ausbetonierte Rohrpfähle zur Verwendung kamen. Die Pfähle hatten Längen von 7,5 bis 39,5 m, wobei die kürzesten



Abb. 1.

Pfähle auf der Westseite und die langen auf der Ostseite des Hafens notwendig waren. Die Pfähle wurden bis auf den tragfähigen Fels gerammt, wobei die Hälfte etwa eine Neigung von 4:1 erhielt. Die den Fels überlagernden Schichten bestanden aus: Flußschlamm, weichem Lehm, Sand und Kies. Während die Ausführung der Landpfeiler, abgesehen von der Enge der Baustellen und der Behinderung durch den Verkehr — die Brücke führt hier durch das Geschäftsviertel der Stadt Bridgeport —, keine Besonderheiten bot, war dies bei den Strompfeilern anders (Abb. 1).

Hier war eine ganze Flotte von Hebezeugen, Derricks, Kräne und Schwimmkräne eingesetzt, die von zahlreichen Schlepp- und Arbeitsbooten bedient wurden, wobei sogenannte Wassertaxis den Transport von Beton übernahmen. Es waren 34 000 m³ Beton, davon 12 000 m³ unter Wasser und hier bis zu 3000 m³ in einem Zug einzubauen. Um Störungen in der Betonanlieferung durch den Verkehr oder andere Zufälle auszuschließen, hat man in der Nähe der Brücke eine zentrale Betonmischanlage mit einer Leistung von 45—55 m³/h errichtet. Dieser wurden die Zuschlagstoffe auf dem Wasserwege, der Zement mit der Bahn zugeführt. Betontransportfahrzeuge beförderten den Beton zu den Landpfeilern. Für die Strompfeiler entleerten sie diesen in Behälter von 3 m³ Inhalt, die von den genannten Wassertaxis zur Baustelle befördert wurden. Drei solcher Taxis sorgten für einen zuverlässigen Transport von i. M. 50 m³/h.

Die Strompfeiler haben einen rechteckigen Grundriß von i. M. 8 × 16 m. Ihre Fundamentsockel, 3,75 bis 9,25 m dick, ruhen unmittelbar auf den Pfählen und wurden unter Wasser betoniert.

Um die Spundwände für die Flußpfeiler zu setzen, wurde ein schwimmendes Führungsgerüst benutzt, das aus geschlossenen Stahlrohren bestand und zusätzlich von 4 Pontons schwimmend erhalten wurde. Das Gerüst besaß an den Ecken und Drittelpunkten als Pfosten offene Rohre von 30 cm ϕ , durch welche Rohrpfähle von 25 cm ϕ in den Untergrund eingetrieben wurden, nachdem das schwimmende Gerüst an Ort und Stelle gebracht war. Auf ihm wurde der Führungsrahmen für die Spundwand montiert. Nachdem diese an drei Seiten partiell gerammt war, wurde der Führungsrahmen an ihr befestigt und nach Ziehen der Rohrpfähle das schwimmende Gerüst ausgefahren und an der nächsten Stelle eingesetzt (Abb. 2).

Wegen der Mächtigkeit der obersten weichen Schichten mußten die Spundbohlen 13—18 m lang gewählt werden, sollten sie ausreichend tief im darunterliegenden Sand sitzen. Bei dieser Tiefe bildeten sie jedoch ein Hindernis für die innerhalb des Spundwandkastens zu rammenden Schrägpfähle. Man hat diese Schwierigkeit dadurch gelöst, daß jeweils drei Spundbohlen nur bis oberhalb der Pfahldurchdringung eingetrieben, die dazwischenliegenden sieben Bohlen jedoch bis in den Sand gerammt wurden.

Bevor die Pfähle gesetzt wurden, wurde die Baugrube zwischen den Spundwänden bis auf 4,5 m unter Hafensohle ausgebaggert und eine Lage Kies von 1,5 m Dicke eingebracht. Um die zwischen 33 und 37,5 m langen Pfähle setzen zu können, hat man einen auf den Spundwänden längsfahrbaren Wagen benutzt, auf dem ein rechtwinklig dazu fahrbarer Rahmen angeordnet war.

Große Schwierigkeiten waren beim Rammen der Pfähle zu überwinden. Sie bestanden zunächst in der Notwendigkeit, die überlangen Pfähle über die weit aus dem Wasser herausragenden Spundwandoberkanten zu heben und einzusetzen. Es mußte berücksichtigt werden, daß die schwimmenden Geräte durch die Gezeiten sich in ihrer Höhenlage zur Spundwand ständig veränderten. Das Rammen der Schrägpfähle war erschwert durch den Umstand, daß die Schwimmkrane nur von einer Seite der Spundwandumschließung Zugang hatten. Schließlich wurden extreme Anforderungen an die Höhe, Tragkraft und Verstellbarkeit der Krane gestellt, um die Pfähle einzusetzen und in ihrer Lage zunächst festzuhalten. Vielfach war es nur möglich, durch Einsatz eines zweiten Krans, der allein den Pfahl zu halten hatte, die Pfähle in der geplanten Anordnung zu rammen.

Bei Ausführung des Pfeilers, der neben der Eisenbahn New York—New Haven zu errichten war, mußte eine Stützmauer aus Naturstein mit ihrer Gründung, Holzrost auf Holzpfählen, entfernt werden. Ihre Aufgabe mußte eine Stahlspundwand erfüllen, die bis zum Fels, etwa 15,5 m unter den vier Gleisen der Eisenbahn, gerammt wurde. Der obere Rand der Spundwand sollte durch Ankerkabel unter den Gleisen hindurch an der gegenüberliegenden Stützmauer angehängt werden. Um die Anker einzubauen, hat man sieben besonders starke 2"-Rohre auf eine Entfernung von 28 m unter den Gleisen hindurch waagrecht eingetrieben und wegen der im zu durchfahrenden Erdreich vorhandenen großen Steinbrocken es dem Zufall überlassen müssen, ob sie die gewünschte Stelle erreichten. Einige waren nicht zu verwenden, die Mehrzahl erreichte jedoch ungefähr ihr Ziel. Durch die Rohre wurden 4,5 cm starke Stahlankerabgelassen, die mit einer Kraft von 45 t angespannt wurden. Nach Fertigstellung dieser Spundwand konnte die genannte Stützmauer abgebrochen und die Spundwandumschließung für den neuen Pfeiler vollendet werden. Als Pfähle wurden für diesen Pfeiler unten offene Rohre von 45 cm ϕ und 12,5 mm Wandstärke verwendet, die Hälfte davon als Schrägpfähle. Nach Erreichen der Felsoberkante beim Rammen wurden für die Pfahlfüße 1,5 m tiefe Bohrungen im Fels

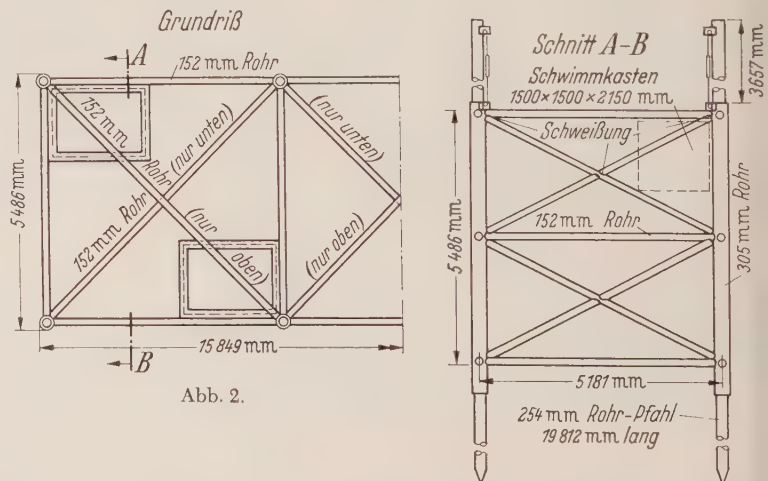


Abb. 2.

hergestellt, in welche I-Träger-Abschnitte einbetoniert wurden. Das Reinigen der Bohrungen und der Pfahlhohlung wurde mit Luft und Druckwasser bewerkstelligt. Ein Pfeiler unterschied sich von den anderen dadurch, daß die Spundwandumschließung und der Unterwassersockel unmittelbar auf den Fels aufgesetzt werden mußten, der mit stark geneigter Oberfläche bei den Koten — 14 m bzw. — 19 m erreicht wurde. Oberhalb der

Kote — 10,8 m verlangten Forderungen der Schifffahrt, daß die breite des Pfeilers von 8,5 m auf 5,5 m reduziert wurde. Es mußte also zwischen den Koten — 10,8 m und — 7,10 m eine Schalung für den Unterwasserbeton eingebaut werden. Außerdem ergab die Rechnung, daß erst bei Kote — 7,10 m mit dem Betonieren unter Wasser aufgehört werden konnte, weil sonst der Auftrieb zu groß geworden wäre. Schließlich war es wegen des Erddrucks auf die Spundwand notwendig, diese auf Kote — 10,8 m nochmals auszusteuern, bevor der Restaushub ausgeführt werden konnte. Eine zweite Aussteifung auf Kote — 4,10 m war erforderlich wegen des Wasserdrucks auf die Spundwand nach Auspumpen der Baugrube. Als weitere Erschwerung kam hinzu, daß zur Verbindung zwischen Unterwasser- und aufgehendem Beton im Abstand von je 1,5 m entlang der Pfeiler-Außenfläche Anschlußwinkelisen eingesetzt werden mußten. Die beschriebenen Einbauten, insgesamt 6 m hoch, wurden auf dem schwimmenden Führungsgerüst zusammengebaut, nach dessen Entfernung auf die erforderliche Tiefe abgesenkt und die beiden Aussteifungsrahmen an der Spundwand befestigt. Die Einbauten machten es unmöglich, die Bau-

grube unter Wasser auszubaggern. Man hat sich deshalb entschlossen, den Aushub durch Lufttransport zu bewerkstelligen, wobei man gezwungen war, das sehr hart- und dichtgelagerte Sand- und Kiesmaterial durch ein angespitztes Profilleisen in der Umgebung des Preßluftfördergeräts aufzulockern. Wegen der starken Neigung der Felsoberfläche mußte eine Verdübelung hergestellt werden, die man durch Einlassen von Profil-Eisenstücken in vorher ausgeführte 1 m tiefe Bohrungen erreichte. Das Einbringen des Unterwasserbetons erfolgte in zwei Abschnitten mit einer kurzen Unterbrechung bei Kote — 10,8 m; dabei wurde die untere Baugrubenaussteifung mit einbetoniert.

Die Ausführung der geschilderten Fundierungsarbeiten stand ständig unter Zeitdruck, zumal ein Stahlarbeiterstreik die Anlieferung von Spundbohlen und Pfählen verzögerte. Trotzdem ist es gelungen, den 6 Mio Dollar betragenden Auftrag so rechtzeitig fertigzustellen, daß von ihm aus keine Verzögerung für die geplante Vollendung dieses Straßenabschnittes verursacht wurde. — [Nachi A. S. Wikstrom: Ingenuity licks bridge foundation problems. Civ. Eng. 27 (1957) S. 64—67.]

Dr.-Ing. G. Merkle, Düsseldorf.

Buchbesprechungen

DK 624.016.001 : 624.072 : 666.98.015.46 (022)

Sattler, Prof. Dr.-Ing. K.: Theorie der Verbundkonstruktionen. Beton. Stahlträger im Verbund mit Beton. 2. Aufl. Band I u. II. XXIV. u. 521 S., Großoktav mit 228 Abb. Berlin: W. Ernst & Sohn 1959. Band I und II nur gemeinsam zu beziehen. Brosch. 90,— DM, geb. 98,— DM.

Dieses grundlegende Werk über die Theorie der Verbundkonstruktionen ist nun in der zweiten Auflage erschienen. Wie der Verfasser im Vorwort zum Ausdruck bringt, handelt es sich dabei praktisch um eine Neuerscheinung. Der äußere Umfang des Buches hat sich verändert (jetzt 2 Bände), der Inhalt ist noch weiter den Bedürfnissen der Praxis angeglichen und auch die Bezeichnungen sind soweit wie möglich vorhandenen Normen angeglichen worden. Das Buch behandelt sowohl den Verbund zwischen Stahl und Beton im Spannbeton als auch im Stahlbau. Zum Inhalt ist im einzelnen folgendes zu sagen:

In Band I ist die Theorie der Verbundkonstruktionen behandelt. Die beiden ersten Kapitel befassen sich mit allgemeinen Grundlagen über die Formänderung des Betons und über mathematische Ausdrücke zur Berechnung des Einflusses aus Richten und Schwinden des Betons. Es folgen dann sehr nützliche Zusammenstellungen über Bezeichnungen, Querschnittswerte, Verteilungsgrößen (anteilige auf Beton und Stahl entfallende Schnittgrößen), Spannungen und Verformungen zur Zeit $t = 0$ bei statisch bestimmten und unbestimmten Systemen. Das Kernstück des Buches befaßt sich mit dem zeitabhängigen Einfluß des Kriechens und Schwindens des Betons auf die Schnittgrößen, Spannungen und Verformungen. Dabei werden statisch bestimmte und statisch unbestimmte Konstruktionen und verschiedene Fälle bezüglich der Veränderlichkeit der Belastung behandelt, wobei symmetrische und unsymmetrische Querschnitte aus Beton, Spannstahl und schlaffem Stahl berücksichtigt werden. Die hier gefundenen Ergebnisse werden dann bei der baustatischen Untersuchung statisch unbestimmter Systeme verwendet, und zwar werden sowohl biegesteife Systeme als auch Fachwerkverbundträger untersucht. Obwohl, möglichst wäre, verschiedene Querschnittskombinationen von Beton und Stahlteilen durch gleiche Formeln zu erfassen, wurden im Interesse des tätigen Ingenieurs für die verschiedenen charakteristischen Querschnittsgattungen jeweils getrennt die zur Berechnung notwendigen Endformeln angegeben, wodurch eine schnelle Durchführung der Rechenarbeit gewährleistet ist. Im Schluß des ersten Buches werden Fragen der Verdübelung, der Aufnahme der Schubkraft bei Stahlträgerverbundkonstruktionen, des Einflusses eines Temperaturunterschiedes zwischen Beton und Stahl und der Fließsicherheit besprochen.

Im zweiten Band sind eine Anzahl Beispiele durchgerechnet. Sie ergänzen die theoretischen Betrachtungen sehr wirkungsvoll.

Das Werk behandelt in ungewöhnlich vollständiger Weise die Theorie der Verbundkonstruktion, wie sie im Spannbeton und Stahlbau auftreten. Es braucht wirklich keine besondere Empfehlung, da es zu den nicht mehr wegzudenkenden Standardwerken des entwerfenden Ingenieurs gehören dürfte.

W. Zerna, Hannover.

DK 624 : 69 (022)

Ingenieur-Handbuch, 2 Bde. Redaktion: Dr. sc. techn. Dipl. Bau-Ing. C. F. Kollbrunner. 77. Ausgabe. Band I: XXXII u. 883 S., Gr. 10,5 × 16,3 cm, m. zahlr. Abb., Bd. II: XXIV u. 503 S., Gr. 10,5 × 16,3 cm, m. zahlr. Abb. Zürich: Schweizer Druck- und Verlagshaus A.G., 1958. Band I u. II zusammen geb. 34,— DM.

Die vorliegende siebenundsiebzigste Ausgabe des Ingenieur-Handbuches erscheint erstmals in zwei Bänden. Wie bei Handbüchern üblich, wurden in der Neuausgabe veraltete Kapitel weggelassen oder durch neue Kapitel ersetzt, frühere Kapitel korrigiert und dem heutigen Stand der Technik angepaßt. Neu aufgenommen wurden die Kapitel Bindemittel und Beton (Technologische Grundlagen), Eisenbeton (Technologische Grundlagen und Dimensionierung), Meliorationen, Holzbau, Berechnung der Querschnittsgröße und Bewehrung von Eisenbetonquerschnitten bei außermittigem Druck, neuzeitlicher Stahlhochbau. Weitere Kapitel, die für notwendig erachtet wurden, aber nicht termingerecht fertiggestellt werden konnten, mußten weggelassen werden und sollen in die nächste, in ca. 4 Jahren erscheinende Ausgabe aufgenommen werden. Auch der Abschnitt Brücken in Stahl konnte wegen Terminschwierigkeiten nicht gebracht werden.

Wie bisher basiert das Handbuch auf den schweizerischen Vorschriften; auf die deutschen Vorschriften wird lediglich verwiesen.

Da die einzelnen Kapitel, von denen manche wie bei Handbüchern ähnlicher Art nur kurz behandelt werden konnten, streng und übersichtlich gegliedert sind, wird auf ein alphabetisches Register verzichtet.

Das Handbuch wird nicht nur jedem Bauingenieur, Architekten, Hoch- und Tiefbautechniker als Nachschlagewerk dienen, sondern auch dem Konstrukteur, Bauleiter und Zeichner für seine technische Weiterbildung gute Dienste leisten.

E. Schaber, Düsseldorf.

DK 512.831 (022)

Zurmühl, Dr.-Ing. R.: Matrizen. Eine Darstellung für Ingenieure. 2., völlig neubearbeitete u. erweiterte Aufl., XV u. 467 S., Gr. 16,5 × 23,8 cm, mit 76 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1958. Gzln. 33,— DM.

Die mathematischen Anforderungen, die an den Ingenieur in der Praxis gestellt werden, sind im letzten Jahrzehnt so stark angewachsen, daß mit dieser Entwicklung die mathematische Ausbildung der Ingenieure an den Technischen Hochschulen leider nicht Schritt gehalten hat. In den üblicherweise dreisemestrigen Kursen in höherer Mathematik wird der Dozent kaum Zeit finden, tiefergehend mathematische Methoden vorzutragen, die der später praktisch tätige Ingenieur benötigt. Ein besonders eklatantes Beispiel für ein solches Teilgebiet der Mathematik bildet die Theorie und Anwendung der Matrizen. Es gibt heute kaum ein Teilgebiet der Ingenieurwissenschaften, auf dem die Matrizenrechnung nicht nur die besten Dienste leistet, sondern sogar unentbehrlich geworden ist. Mit ihrer Hilfe beherrscht

man die Theorie und Praxis der linearen Gleichungssysteme (und damit auch die der gewöhnlichen linearen Differentialgleichungen mit konstanten Koeffizienten), die wiederum in der Baustatik, Elastizitätstheorie, Elektrotechnik und Schwingungslehre eine zentrale Rolle spielen. Auch für die Ermittlung der Eigenwerte (kritische Lasten, Eigenfrequenzen) bedient man sich mit Vorteil der Matrizenrechnung. Die Aufgabe, einem Ingenieur auch ohne Vorkenntnisse diese Methoden so darzulegen, daß er mit ihnen nachher auch selbständig arbeiten kann, löst dieses Werk von Zurmühl in pädagogisch meisterhafter Weise! Auf Definitionen folgen gleich Beispiele, und zwar nach Möglichkeit immer an einem technischen Problem illustriert und bis zum zahlenmäßigen Endresultat Schritt für Schritt durchgeführt. Auf diese Weise ist für den Ingenieur ein Buch geschaffen worden, das ihm bei seinen technischen Problemen die besten Dienste leisten wird, so daß der Referent diesem Buch in Ingenieurkreisen die weiteste Verbreitung wünschen möchte und eigentlich schon im voraus davon überzeugt ist!

I. Szabó, Berlin.

DK 531/534 (038) = 945.11 = 2 = 3 = 82

Palotás, Dr. L.: Technische Mechanik (Műszaki Mechanika). 4. Band der Sammlung „Lexikon für Technik“ (Műszaki Értelmező Szótár). 167 S. Budapest: Akadémiai Kiadó 1959.

Das Werk enthält die Definitionen der in der technischen Mechanik vorkommenden Begriffe und Sätze in ungarischer Sprache und im Anschluß daran die entsprechenden Ausdrücke in deutscher, englischer und russischer Sprache. Die in ungarischer Sprache gegebenen Definitionen zeichnen sich durch ihre wissenschaftliche Strenge und durch Kürze und Prägnanz aus. Sicherlich ist das Werk in erster Linie für ungarische Wissenschaftler und Ingenieure gedacht, da aber die angeführten Begriffe in einem besonderen Teil und alphabetisch in deutscher, englischer und russischer Sprache mit Seitenhinweisen zusammengestellt worden sind, ist das Werk auch geeignet, um für einen deutsch, englisch und russisch sprechenden Leser sowohl als Lexikon wie auch als Hilfsmittel beim Lesen von ungarischen Publikationen und sonstigen wissenschaftlichen Werken aus dem Gebiete der technischen Mechanik zu dienen.

I. Szabó, Berlin.

DK 624.074.4 : 624.04 (022) = 2

Holand, J.: Design of Circular Cylindrical Shells. Norges Tekniske Høyskole, Series 2, No. 3, 1957. XV u. 253 S., Gr. 14,5 × 20,5 cm, mit zahlr. Abb. Oslo University Press 1957. Brosch. 35,— N. Kr.

Nachdem bereits Aas-Jacobsen, Lundgren, Rüdiger-Urban und die ASCE Tabellenwerke zur Berechnung von Kreiszyklinderschalen aufgestellt haben, muß man sich beim Erscheinen eines weiteren Werkes dieser Art fragen, was es Neues bringen kann. Hier wäre die vom Verfasser als „neue Näherung“ bezeichnete homogene Lösung zu nennen, die gewissermaßen auf der Mitte zwischen der Flüggeschen Lösung und der Näherung von Donnell-Jenkins steht, und weiterhin die Aufstellung von Tabellen für die erstmalig von Jenkins vorgeschlagene Matrizenmethode zur Lösung der Randwertaufgaben. Der theoretische Teil des Buches ist sehr umfangreich und erhält zahlreiche, auch numerische Vergleiche mit den Ergebnissen anderer Autoren. Die Anwendung der Matrizenmethode erhöht zweifellos die Übersichtlichkeit der Rechnungen, setzt aber auch ein gewisses Umdenken voraus.

Am Anfang leitet der Verfasser die bekannten Flüggeschen Differentialgleichungen nochmals ab und behandelt dann die von den geraden Rändern ausgehenden Störungen. Die charakteristische Gleichung wird durch die Unterdrückung zweitrangiger Glieder so vereinfacht, daß die Wurzeln sich in geschlossener Form darstellen lassen. Bei der Berechnung der Schnittgrößen wurden gewisse Vernachlässigungen vorgenommen. Der Verfasser geht dabei aber in seinen Vereinfachungen nicht so weit wie Donnell-Jenkins. Er zeigt daß die Fehler in den Schnittgrößen nach der letztgenannten Näherung für extrem lange Schalen bis zu 8% betragen können, während seine „neue Näherung“ um weniger als 1% von den Flüggeschen Werten abweicht. Beschränkt man sich jedoch auf den im Bauwesen praktisch vorkommenden Bereich, so dürften auch im Rahmen der Donnell-Jenkinschen Näherung die Abweichungen 4–5% nicht übersteigen, während für kurze Schalen beide Näherungen praktisch übereinstimmen.

Im wesentlichen in gleicher Weise werden die von Donnell-Jenkins ausgehenden Störungen behandelt. Auch hier wird die Donnell-Jenkinsche Näherung verbessert. Die weiteren Abschnitte behandeln die partikulären Integranten der Schalentheorie sowie die verschiedenen Arten von Randgliedern. Den Abschluß bilden einige numerische Beispiele, welche die Anwendung des Verfahrens erläutern.

W. Zerna, Hannover.

DK 624.074 : 69.058.5 : 620.171.5 (023)

Gaymann, Th.: Spannungsuntersuchungen an Schalen nach dem spannungsoptischen Einfrierverfahren. VDI-Forschungsheft 471. 36 S., 21 × 29,7 cm, mit 68 Abb. Düsseldorf: VDI-Verlag 1959. Brosch. 27,75 DM. (VDI-Mitglied und Abonnenten erhalten 10% Preisnachlaß.)

Bekanntlich bleibt der Isochromatenverlauf und der Verformungszustand eines belasteten Modells auch noch nach seiner Entlastung dadurch erhalten, daß man das aus einem geeigneten Werkstoff bestehende belastete System zunächst erwärmt, dann langsam abkühlt und schließlich die Last entfernt. Dieses Verfahren ist wesentlich als Einfrierverfahren bekannte Prinzip ist besonders für die Untersuchung räumlicher Spannungszustände wichtig, da man aus dem erstarrten System die jeweils interessierenden Teile heraus schneiden und durchleuchten kann.

Der Verfasser beschäftigt sich mit Untersuchungen an Araldit-Schalenmodellen und zeigt in sehr ausführlicher Form die zu bewältigenden Schwierigkeiten sowie die Grenzen der Verwendungsmöglichkeit auf. Insgesamt werden drei Schalenversuche eingehend beschrieben, wobei insbesondere der erste wegen der ausgezeichneten Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den Rechenergebnissen beeindruckt. Die in großer Zahl eingestreuerten, den Werkstoff und die Modellfertigung betreffenden Hinweise sind sicherlich für jeden Experimentator von großem Nutzen.

R. Trostel, Berlin.

DK 626.8 : 627.811 (022)

Schroeder, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. G.: Landwirtschaftlicher Wasserbau. (Handbibliothek für Bauingenieure begründet von R. Otzen). 3. umgearbeitete Aufl., XI u. 551 S., Gr. 16,5 × 24,5 cm mit 382 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1958. Gzln. 54,— DM.

Die 3. umgearbeitete Auflage des „Landwirtschaftlichen Wasserbaues“ war erforderlich, weil wesentliche Neuerungen seit 1950 aufgekommen waren. Einige Kapitel mußten daher erheblich umgearbeitet bzw. neu gefaßt werden, woran der Herr Direktor Prof. Dr. Baden, Kulturbauingenieur Eggemann, Reg.-Chemierat Dr. Segeberg, Oberregierungsbaumeister Dr.-Ing. Eschweiler, Oberregierungsbaumeister Dr. phil. Friedrich, Prof. Körner, Prof. Dr.-Ing. Schirmer, Oberreg.-baumeister Schmidt, Dr. Schönnopp, Dr.-Ing. habil. Schulz, Falkenhain, Oberreg.- u. -baumeister Snuis, Dr. Stille, Dr. Prof. Dr. Tüxen und Assistent Lohmeyer mitarbeiteten.

Nach Behandlung der Boden- und Pflanzenkunde, der Gewässer- und Wetterkunde werden die Bäche, Gräben und Entwässerungskanäle, die Flüsse und Flußdeiche, die Wirkungen der Wasserstraßen und Wasserkraftwerke auf Landeskultur und Fischerei behandelt. In Sonderkapiteln werden die Dräne, Schöpfwerke, Bewässerung, Moorkultur und Landgewinnung beschrieben.

Das Buch umfaßt somit alle wichtigen Kapitel des landwirtschaftlichen Wasserbaues und kann als 3. Auflage bestens empfohlen werden. Die Ausstattung und die Abbildungen sind bewährter Weise ausgeführt.

H. Preß, Berlin.

DK 624.13/.15 (082.1)

Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen Heft 19: **Formeln, Tafeln und Tabellen aus dem Gebiet Grundbau und Bodenmechanik**, Aachen 1959.

Mit Heft 19 legt das oben genannte Institut, Direktor Professor Dr.-Ing. Edgar Schultze, der Öffentlichkeit ein Formelwerk aus dem Gebiete des Grundbaues und der Bodenmechanik vor, in dem die für die Praxis wichtigsten Gebiete und einer praktischen Berechnung zugänglich gemacht werden. Insbesondere sind behandelt die wichtigsten Formeln aus der Erddrucktheorie, aus dem Gebiete der Tragfähigkeit von Flachgründungen, die wichtigsten Berechnungsverfahren der Spannungen im Erdreich infolge von äußeren Lasten, Formeln

der Berechnung der Standsicherheit von Böschungen, Formeln zur Ermittlung der Sohldruckverteilung und Rechenverfahren zur Bemessung von Spundwänden.

Das Werk besteht aus zwei Teilen: im ersten Teil sind die Formeln zusammengestellt und Rechenbeispiele aufgeführt, der zweite Teil enthält Tabellen und Nomogramme.

Abgesehen vom Grundbau-Taschenbuch, das sich eine ähnliche Aufgabe gestellt hat, gibt es in der deutschen und ausländischen Literatur keine nur annähernd so vollständige Zusammenstellung der wichtigsten Rechenverfahren auf dem Gebiet des Grundbaues, so daß dieses Werk eine sehr wertvolle Rechenhilfe für Ingenieure der Praxis, aber auch für Studenten, für die es ursprünglich gedacht war, darstellt. Besonders zu begrüßen ist neben der sorgfältigen Ausarbeitung das Bemühen, schwer erhältliche Quellen in der Zusammenstellung zu bevorzugen und leichter zugängliche lediglich nur im Literaturhinweis zu erfassen. Das oben näher bezeichnete Institut der Technischen Hochschule Aachen hat sich mit dieser Veröffentlichung einen großen Verdienst erworben, und es wäre zu begrüßen, wenn das Werk in späterer Zeit noch weiter ausgebaut werden könnte.

H. Lorenz, Berlin.

K 656.1.078 : 711.7 (023)

Korte, J. W.: Stadtverkehr gestern, heute und morgen. II, 240 S., 16,3 × 24,5 cm, mit 212 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1959. Geb. 43,50 DM.

Die vorliegende Buchveröffentlichung gibt die Referate einer Tagung über Fragen des Stadtverkehrs wieder, die von Prof. Korte von der Technischen Hochschule Aachen zusammen mit dem Haus der Technik in Essen im Frühjahr 1957 veranstaltet wurde. Einleitend behandelt der Herausgeber die grundsätzlichen Fragen des Stadtverkehrs. Interessante Einzelbeispiele eignen sich als vordringliche Aufgaben die Sortierung des Verkehrs und die Ausbildung von Verkehrsknoten sowohl in niveaugleicher wie in niveaufreier Ausführung. Die Abhängigkeit der städtebaulichen Entwicklung vom Verkehr wird an aktuellen Planungsbeispielen vom Präsidenten der Deutschen Akademie für Städtebau, Dr.-Ing. J. W. Hollatz, erläutert.

In einem bemerkenswerten Überblick weist Dr.-Ing. Lehner auf die Bedeutung und die anzustrebende Vorrangstellung der öffentlichen Verkehrsmittel hin. Diese Ausführungen zeigen eindeutig, daß die Planungen für das Straßennetz und für den öffentlichen Nahverkehr in einem Verkehrsraum nicht voneinander zu trennen sind. In vielen Großstädten mit mehr als

500 000 Einwohnern wird man in naher Zukunft im Stadtkern die Straßenbahn wenigstens abschnittsweise unterirdisch führen müssen, um den Oberflächenverkehr zu entlasten. Ein Vergleich der Leistungsfähigkeit der einzelnen Verkehrsmittel geht von der Annahme aus, daß auf der Straße nur mit Straßenbahn, Omnibus oder privaten Kraftwagen gerechnet wird. Aus Vergleichen in so vereinfachender Form lassen sich aber, wie dies Untersuchungen in jüngster Zeit bestätigt haben, keine für die Praxis verwertbaren Maßstäbe ableiten. Dr.-Ing. Mäcke und Dr.-Ing. Lapierre behandeln die theoretischen Grundlagen zur rechnerischen Bestimmung der Geschwindigkeitsverteilung im Straßenverkehr und der Leistungsfähigkeit von Knotenpunkten.

Es ist zweifellos das Verdienst von Prof. J. W. Korte, mit der Veröffentlichung dieser Referate, die hier leider nur zum Teil besprochen werden können, einen Überblick über den Stand der neueren Entwicklung der Straßenverkehrstechnik zu vermitteln.

B. Wehner, Berlin.

DK 532 (022)

Wechmann, Prof. A.: Hydraulik. 2. erw. u. verb. Aufl. 300 S., Gr. 17,6 × 25 cm, mit 204 Abb. u. 41 Tafeln. Gemeinschaftsverlag: Bauverlag GmbH, Wiesbaden, und Verlag der Technik, Berlin 1958. Geb. 33,— DM.

Die vorliegende 2. erweiterte und verbesserte Auflage der „Hydraulik“ von Prof. Wechmann beweist das große Interesse, das die Fachwelt dieser mit großem Verständnis für die Notwendigkeiten der Praxis gefaßten und übersichtlich gegliederten Einführung in die Hydraulik entgegenbringt¹. Im wesentlichen handelt es sich bei der 2. Auflage um einen Neudruck des bewährten Werkes. Ergänzungen wurden für die Berechnung der Rohrleitungen, ferner des Rückhaltevermögens von Seen und Überschwemmungsgebieten durch Berücksichtigung neuer Versuchsergebnisse und Erkenntnisse vorgenommen. Ferner wurden die sich aus der Neufassung der DIN 1185 (Dränanweisung) ergebenden Änderungen der Berechnungsgrundlagen von Dränleitungen berücksichtigt. Erweitert wurde der Stoff durch einen kurzen Überblick über Sickerströmungen unter einem Staubauewerk und durch einen Erddamm.

Die Fachwelt wird dem Verfasser für die Ergänzungen dankbar sein und dem ausgezeichneten Werk auch in der neuen 2. Auflage eine weitere schnelle Verbreitung sichern.

A. Röhnisch, Stuttgart

¹ Bauingenieur 31 (1956), H. 12, S. 464.

Verschiedenes

Prof. L. Rothmund 80 Jahre

Am 7. Juli vollendete Professor Leopold Rothmund in Stuttgart sein 80. Lebensjahr. Viele seiner Schüler werden an diesem Tag dankbar ihres einstigen Lehrers gedenken, denn Rothmund war nicht nur ein fachwissenschaftlicher Lehrer hoher Qualitäten, sondern zugleich eine Persönlichkeit, die auf die akademische Jugend einen tiefen Eindruck machte: streng und konsequent in den Ansprüchen, die er an sich selbst wie auch an seine Hörer stellte, aber gerecht in der Beurteilung der Leistungen. Dabei war sein Unterricht fern vom Schematismus, getragen von seiner großen Berufserfahrung und von dem tiefen Allgemeinwissen, das übergeordnet seinen Unterricht begleitete.

Nach dem Studium an den Technischen Hochschulen Karlsruhe und München war Rothmund von 1905 bis 1924 bei der Badischen Wasserbauverwaltung tätig. Hierbei hatte er maßgeblichen Anteil an der Projektierung und der technischen Durchführung des Murg-Schwarzenbach-Werkes. Dieses Werk ist das erste große Pumpspeicherverk in Europa und war damit ein Wagnis in technischer und energiewirtschaftlicher Hinsicht. Als Rothmund 1924 den neu abgegrenzten Lehrstuhl für Wasserbau an der Technischen Hochschule Stuttgart übernahm, erhielt, kam ihm seine große theoretische und praktische Erfahrung sehr zustatten. Er befaßte sich mit der Hydraulik des Wehrüberfalles, später mit den Gesetzen der ungleichförmigen Fließbewegung, und veröffentlichte verschiedene Aufsätze hierüber. Eine von ihm eingerichtete wasserbauliche Versuchsanstalt war nicht nur für seine Forschungstätigkeit, sondern auch für den Lehrbetrieb von großem Wert.

Daneben war er stets ein Förderer der Aufgaben der badisch-südwestdeutschen Wasserwirtschaft. Verschiedene Entwürfe

für Schiffsahrtskanäle und Hebewerke tragen seinen Namen, u. a. für die Überquerung der Schwäbischen Alb zwischen Plochingen und Ulm, für die Umgehung des Rheinfalles bei Schaffhausen und für ein Hebewerk an der Scheitelhaltung des Main-Donau-Kanals. Die Lösung einer weiteren großen Wasserbauaufgabe wird mit seinem Namen verbunden bleiben: Rothmund ist der Erfinder der Schleuse ohne Wasserverbrauch als Schwimmerhebewerk mit pendelndem Druckluftbetrieb, der sogenannten Tauchschleuse. Anlässlich der Schiffsahrtsausstellung in Stuttgart 1935 wurde ein Modell dieser Tauchschleuse im Maßstab 1:5 gezeigt, das bis 1949 zu Demonstrations- und Lehrzwecken in Betrieb gehalten wurde. Noch nach seiner Emeritierung 1949 hat Rothmund den Gedanken der Tauchschleuse durch zusätzliche Erfindungen vervollkommen, ein Zeichen für seine unermüdliche Schaffenskraft und seine geistige Frische, die er sich bis auf den heutigen Tag erhalten hat. Möge er es noch erleben, daß diese Erfindung in die Tat umgesetzt wird.

H. Christaller, Biberach.

Direktoren Kraft, Milke und Reiff

Ehrenbürger der Technischen Hochschule Aachen

Herr Direktor Dipl.-Ing. Hans Albert Kraft wurde am 18.1.1897 in Nürnberg geboren und studierte an der Technischen Hochschule München, wo er 1922 sein Diplom-Examen als Maschineningenieur „Mit Auszeichnung“ bestand. Seine berufliche Tätigkeit begann er als Betriebsingenieur bei der A. Borsig GmbH. Nachdem er im Krieg als Betriebsleiter und späteres Mitglied des Werkdirektoriums die Leitung der gesamten mechanischen und Montage-Betriebe des Werkes Borsig der Rheinmetall-Borsig AG., Berlin, innehatte, wurde er nach dem Zusammenbruch mit technischen Organisations- und Ab-

wicklungsfragen als technisches Vorstandsmitglied betraut. Nach einigen Zwischenstellungen u. a. als Direktor bei den Bayrischen Motoren-Werken AG. und bei der Krauss-Maffei AG. kam Direktor Kraft am 1. 10. 52 zur Orenstein-Koppel und Lübecker Maschinenbau AG., Berlin-Dortmund, wo er heute als technisches Vorstandsmitglied tätig ist.

Hier ist er vornehmlich bei der Entwicklung und Mechanisierung der Universalbagger in der Baumaschinenindustrie bekannt geworden. Ihm ist auch die Einführung des raupen-fahrbaren Kleinplatten-Rüttlers in die Ober- und Unterbau-



Foto: Preim, Aachen

V. r. n. l.: Direktor Dipl.-Ing. W. Reiff, Generaldirektor H. Milke, Direktor Dipl.-Ing. H. A. Kraft.

Schotterverdichtung im deutschen Straßen- und Eisenbahnbau zu verdanken.

Herr Generaldirektor Hermann Milke steht heute im 76. Lebensjahr.

Bereits 1914 machte er sich selbständig durch Übernahme des Walzenbetriebes H. Loag in Niederbergheim. Zwei Jahre später war er Mitbegründer der Firma Niggemann & Milke in Soest. 1922 schloß er sich mit verschiedenen anderen Straßenbauunternehmungen zur Straßenbau-AG. (Strabag) zusammen, deren technischer Leiter und Vorstandsmitglied er zunächst war. Im Jahre 1928 wurde er zum Generaldirektor berufen und übernahm die Gesamtleitung des Betriebes. Viele seiner Pläne fanden beim endgültigen Bau der Reichsautobahn Verwendung. 1936 trennte er sich von der Strabag und gründete in Geseke/Westf. die Portland-Zementfabrik H. Milke KG. und im folgenden Jahr die Bauunternehmung H. Milke KG. in Soest. Beide Firmen wurden 1943 zu einer Firma fusioniert, in der er persönlich haftender Gesellschafter ist.

Obwohl Milke durch die Zementfabriken — heute gehört neben der Fabrik in Geseke auch die Portland-Zementfabrik Dielmessen bei Holzminden zur Firma Milke KG. — der Betonbau nahestand, hat er im Straßenbau alle Decken- und Unterbauformen in gleicher Weise vorwärts getrieben, wobei sein besonderes Interesse der Leistungssteigerung und Vervielfachung durch die Mechanisierung galt. So hat er während seiner Tätigkeit in der Strabag maßgeblich bei der Einführung der schweren bituminösen Decke im Straßenbau mitgewirkt.

Viele Ehrenämter wurden Milke übertragen. Er ist heute noch Vorstandsmitglied der Fachgruppe Zement, Beiratsmitglied und Mitglied des geschäftsführenden Ausschusses der Verkaufsstelle Westfälischer Zementwerke sowie Mitglied des Exportausschusses der Deutschen Zementindustrie.

Bereits anlässlich seines 70. Geburtstages wurde ihm das Verdienstkreuz des Verdienstordens der Deutschen Bundesrepublik verliehen und die Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, deren Vorstandsmitglied er ist, hat ihn im Jahre 1953 für seine Verdienste um die Straßenbauforschung zum Ehrenmitglied ernannt.

Herr Direktor Dipl.-Ing. Wilhelm Reiff, der am 23. 1900 in Sterkrade geboren wurde, trat 1929 nach seinem Studium des Maschinenbaues an der Technischen Hochschule Hannover und einer zweijährigen Tätigkeit bei der Lokomotivfabrik Hohenzollern, Düsseldorf, bei der Firma Fried. Krupp Essen, ein. Nach einer Tätigkeit als Betriebsassistent im Weichen- und Lokomotivbau sowie als Abteilungsleiter eines Kalkulationsbüros bekam er bereits mit 35 Jahren Handlungsvermögen; 1938 wurde er Prokurist, drei Jahre später Abteilungsleiter. 1945 übernahm er als Werkdirektor die technische Leitung der Maschinenfabriken. Nach seinem Übertritt 1947 zur Tochtergesellschaft Maschinen- und Stahlbau Rheinhausen richtete er die Abteilungen Großfördergeräte, Förderanlagen, Aufbereitung von Erz, Kohle, Steine und Erden, Zerkleinerung sowie Weichenbau ein. Seit 5 Jahren ist er als technischer Direktor und Vorstandsmitglied der Firma Fried. Krupp Maschinen- und Stahlbau Rheinhausen tätig.

Als solcher war Reiff u. a. für eine Reihe von ungewöhnlichen Bagger-Projekten verantwortlich, die die Aufmerksamkeit der Fachwelt des In- und Auslandes erregte. Es sei an diese Stelle nur an die beiden größten Schaufelradbagger der Welt in der Roddergrube und bei der Biag-Zukunft in Weisweiler erinnert.

Durch seine außerordentlichen Fähigkeiten und sein inneren eumäßiges Können gelang es Reiff in 30jähriger unermüdlicher Tätigkeit bei der Firma Krupp, seine Gedanken und Ideen in der Praxis zu gestalten und auszuführen.

Die Fachwelt der deutschen Bau- und Baumaschinenindustrie freut sich darüber, daß drei international bekannte und führende Männer aus ihrem Kreise in Anerkennung ihrer vorzüglichen technischen Leistungen und nachhaltigen Förderung der Wissenschaft durch hohe akademische Ehrungen ausgezeichnet wurden.

R. Weber, Aachen

Mitteilungen aus der Industrie

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen und Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl behält sich die Redaktion vor.

Der neue Rippen-Torstahl

Die 12 deutschen Torstahl-Herstellerwerke produzieren ab Mai d. J. an Stelle des bisherigen Torstahls den neuen „Rippen-Torstahl“, eine Weiterentwicklung des bekannten Torstahls, von dem allein in Deutschland bisher etwa 3 Mill. t eingebaut wurden.

Rippen-Torstahl ist auf Grund des Zulassungsbescheides vom 6. Mai 1959 des Ministers für Wiederaufbau des Landes Nordrhein-Westfalen als Sonderbeton-Rippenstahl der Gruppe III zugelassen. Er darf in allen Konstruktionsteilen bei vorwiegend ruhender Belastung mit $\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$ beansprucht und ohne Endhaken verlegt werden. Die Verankerungs- und Überdeckungslängen entsprechen den Werten, die in den Vorläufigen Richtlinien für Zulassung und Anwendung von Betonrippenstahl (s. Beton-Kalender) für einen Betonrippenstahl der Gruppe III festgelegt sind. Rippen-Torstahl wird in den Abmessungen von 6 bis 26 mm ϕ und in den üblichen Längen hergestellt.

Rippen-Torstahl ist wie der bisherige Torstahl gut von anderen Betonstählen zu unterscheiden. Neben den beiden bekannten schraubenförmig umlaufenden Längsrippen sind auf der Stabober-

fläche Schrägrippen angeordnet, die im Gegensatz zu den Rippenstählen nicht in die Längsrippen einmünden, sondern bereits vor der Oberfläche auslaufen. Diese Profilierung gewährleistet auch für Betonrippenstahl geforderten Verbundeigenschaften, ohne daß die Biegefähigkeit des Stabes darunter leidet (s. Abb.). Rippen-Torstahl darf in gleicher Weise wie der bisherige Torstahl durch Abbreinn-Stumpfschweißung geschweißt werden.



Infolge der verhältnismäßig hohen Beanspruchbarkeit und der hakenlosen Verlegenspart der Unternehmer bzw. der Bauherrn kann die Verwendung von einer Tonne Rippen-Torstahl an Stelle der entsprechenden Menge Betonstahl I rund DM 450.

Prospekte, Broschüren, Bemessungstabellen sowie alle technischen Auskünfte durch die *Isteg-Stahl-Gesellschaft*, Köln, Neumarkt, H. Lempertz, oder die in allen größeren Städten ansässigen Torstahl-Fachberater.

LORENZ

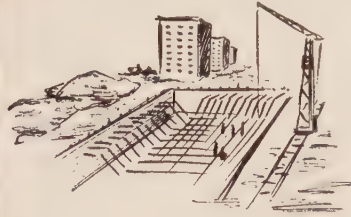
Beton-Bohrpfahl



bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen



ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT **LORENZ & CO. M.B.H.** BERLIN-WILMERSDORF
ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT **LORENZ & CO. M.B.H.** LÜBECK-HAMBURG-KIEL
LORENZ-BAU G.M.B.H. ISERLOHN
LORENZ-BAU G.M.B.H. BREMERHAVEN



NICHT NUR IM HOCHBAU

zur Abdichtung von Fundamenten, Kellern, Bade- und Waschräumen, Garagen und Terrassen, sondern auch im Tief- und Industriebau, überall, wo hohe Anforderungen gestellt werden, zeichnen sich Vandex Isoliermittel durch Wirtschaftlichkeit und Sicherheit aus.

VANDEX ISOLIERMITTEL bedeuten:
Wasserdichtigkeit
Vergütung der Oberfläche
Schutz gegen Aggressiveinflüsse

INFORMATION



Vandex

ISOLIERMITTEL

VANDEX ISOLIERMITTEL GMBH, HAMBURG-STELLINGEN
KIELER STR. 335

GEGEN WASSER UND FEUCHTIGKEIT

STADTVERKEHR

GESTERN HEUTE UND MORGEN

Aus Lehre, Forschung
und Praxis:

Der Wegweiser für den
modernen Verkehrsstadtebau

Bearbeitet von J. W. HOLLATZ, Essen · J. W. KORTE, Aachen · R. LAPIERRE, Aachen · F. LEHNER, Hannover · P. A. MÄCKE, Aachen · ENNO MÜLLER, Essen · B. WEHNER, Berlin

Herausgegeben von J. W. KORTE, o. Professor an der Rhein.-Westf. Technischen Hochschule Aachen, Direktor des Instituts für Stadtbauwesen und Siedlungswasserwirtschaft

Mit 212 Abbildungen. VII, 240 Seiten Gr.-8°. 1959.

Ganzleinen DM 43,50

Inhaltsübersicht: Stadt und Stadtverkehr. — Die Stadtentwicklung aus der Warte des Verkehrs. — Organisation des städtischen Gesamtverkehrs. — Der öffentliche Nahverkehr in den Innenräumen unserer Städte. — Berechnung und Ausgestaltung der Straßenverkehrsanlagen in der Stadt. — Anlagen für den ruhenden Kraftverkehr. — Straßenverkehrsforschung. — Die Sicherung des Stadtstraßenverkehrs. Schlußwort. — Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

STELLENGESUCHE**Bauingenieur (Dipl.-Ing.)**

40 Jahre, sucht sich in leitender Stellung in Industrie oder Verband zu verändern. Langjährige Erfahrungen im Tief-, Straßen- und Betonbau sowie auf dem Gebiet neuzeitlicher Gründungen (Pfahlgründung). Seit drei Jahren als Leiter der Tiefbauabteilung eines großen Unternehmens tätig. Gute englische Sprachkenntnisse.

Zuschriften erbeten unter „Der Bauingenieur 886“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabt., Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

STELLENANGEBOTE**Tüchtiger Eisenbetontechniker oder Zeichner** für

Dauerbeschäftigung gesucht, 5-Tage-Woche, Anfragen an:

Ingenieur-Büro Fritz Meyer, Seefeldstraße 9, Zürich 8

Wir suchen zur Mitarbeit an 2 Planungsaufgaben zur Erstellung von 150-MW-Kernkraftwerken einen

versierten Bauingenieur

mit Hochschulbildung.

Nordwestdeutsche Kraftwerke
Aktiengesellschaft

Hauptverwaltung Hamburg
Hamburg 22, Schöne Aussicht 14

Die Stadt Villingen/Schwarzw., 30 000 Einwohner, Ortskl. A, sucht für das Städt. Tiefbauamt zum baldmögl. Dienstantritt einen

Tiefbauingenieur und einen Tiefbautechniker

Wünschenswert ist Erfahrung auf dem Gebiete des Ortsstraßenbaues und der Stadtentwässerung. Vergütung nach Gr. V TO A mit Aufstiegsmöglichkeit nach Gr. IV TO A.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Lichtbild sind zu richten an den Oberbürgermeister der Stadt Villingen.

Die **Oberfinanzdirektion Köln** sucht für die Finanzbauverwaltung einen

Diplom-Ingenieur

der **Fachrichtung Erd- und Tunnelbau** für größere interessante Bauvorhaben auf dem Gebiet des Stollenbaues. Umfassende Kenntnisse und reiche Erfahrungen erforderlich. Vergütung nach Vergütungsgruppe III TO A. Probezeit 3 Monate.

Bewerbungen mit Lichtbild, ausführlichem selbstgeschriebenen Lebenslauf, beglaubigten Zeugnisabschriften und Referenzen sind unter Angabe des Aktenzeichens P 2131 — St 5 2 an die **Oberfinanzdirektion Köln**, Wörthstraße 1, zu richten.

Praktische Winke zum Studium der Statik**Grundlagen · Anwendungen · Rechenkontrollen**

Von Dr.-Ing. habil. **ERNST KOHL**, o. Professor an der Technischen Hochschule Braunschweig. Mit 208 Abbildungen. VIII, 224 Seiten Gr.-8°. 1957. Ganzleinen DM 18,—

Inhaltsübersicht: Die Stabilitätsbedingungen ebener Tragwerke und ihre Anwendung. — Die Aufgaben der Statik. — Die Lösung der Gleichgewichtsaufgabe. — Einflußlinien. — Die Lösung der Formänderungsaufgabe. — Querbelaastete Balken mit Längskraft. — Statisch unbestimmte Tragwerke. — Stabilität räumlicher Tragwerke. — Sachverzeichnis.

Bei diesem Werk handelt es sich nicht um ein Lehrbuch der Statik im üblichen Sinne. Die kurz gehaltenen „Praktischen Winke“, wenden sich in erster Linie an den Studierenden, geben aber auch dem im Beruf stehenden Statiker mit ihren zahlreichen, an Beispielen durchgeführten Rechenkontrollen wertvolle Hinweise. Die Grundlagen sind klar herausgestellt. Ausführlich behandelte Beispiele mit verschiedenen Lösungsmöglichkeiten und deren Vor- und Nachteile machen mit den Anwendungen vertraut. Statisch unbestimmte Tragwerke sind nach den Kraftgrößen- und Formänderungsgrößenverfahren berechnet. Die zu lösenden Aufgaben werden von verschiedenen Seiten aus beleuchtet.

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

BAUSTATIK

Theorie und Beispiele

Von Dr.-Ing. habil. **KURT HIRSCHFELD**,
ord. Professor an der Rhein-Westf. Technischen Hochschule Aachen.

Mit 1263 Abbildungen (1849 Einzeldarstellungen) im Text und in 217 Zahlenbeispielen sowie 38 Zahlentafeln mit 560 Figuren. XVI, 823 Seiten Gr.-8°. 1959.

Ganzleinen DM 76,50

INHALTSÜBERSICHT:

Einiges über die Grundlagen der Baustatik: Einführung. Zusammensetzung und Zerlegung von Kräften. Darstellung von Auflagerungsmöglichkeiten. Bestimmung des Grades der statischen Unbestimmtheit. Berechnung von Trägheitsmoment, Zentrifugalmoment und Schwerpunkt. Parabelkonstruktionen · **Das Verfahren der Kinematik:** Allgemein. Die Bewegung der starren Scheibe. Die zwangsläufige kinematische Kette. Polpläne. Einflußlinien mit Hilfe von Polplänen. Feststellung der Verschieblichkeit mit Hilfe von Polplänen. Das Verfahren der F' -Figuren. Feststellung der Verschieblichkeit mit Hilfe der F' -Figur. Berechnung einer Schnittkraft mit Hilfe der F' -Figur · **Formänderungen:** Die elastischen Formänderungen. Formänderungsarbeit. Das Prinzip der virtuellen Verrückungen und der virtuellen Arbeiten bei elastischen Körpern. Die Sätze von der Gegenseitigkeit der elastischen Formänderungen. Satz von CASTIGLIANO. Die Mohrschen Sätze. Auswertung von Formänderungsintegralen. Das Verfahren der ω -Zahlen. Verfahren der W_m -Gewichte. Der Williot'sche Verschiebungsplan. Formänderungen an statisch bestimmten Tragwerken · **Verfahren zur Auflösung linearer Gleichungen:** Auflösung mit Hilfe von Determinanten. Eliminationsverfahren · **Berechnung statisch unbestimmter Systeme:** Kraftgrößenverfahren. Formänderungsverfahren. Iterationsverfahren Kombinierte Verfahren · **Sonderkapitel der Statik:** Der Balken auf elastischer Unterlage nach dem Bettungszifferverfahren. Die Kreisplatte auf elastischer Unterlage unter zentralsymmetrischer Belastung · **Aufgaben · Hilfstafeln · Sachverzeichnis.**

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

DER DAMMBAU

Grundlagen und Geotechnik der Stau- und
Verkehrsdämme

Von Dr.-Ing. KARL KEIL, Professor für
Ingenieurgeologie und Geotechnik an der
Hochschule für Verkehrswesen in Dresden.
Zweite, völlig neubearbeitete Auflage.
Mit 600 Abbildungen. XVI, 581 Seiten.
Gr.-8°. 1954. Ganzleinen DM 69,—

Aus den Besprechungen:

„Im ersten Teil werden die Grundlagen des Dammbaus behandelt: die Zweckmäßigkeit der verschiedenen Ausführungsformen, die technischen Einzelheiten und die Statik der Dammkonstruktionen, die hydrodynamischen Beanspruchungen des Staudammes, die Auswahl der Baustoffe und die Organisation der Baustelle.

Der zweite (erdbautechnische) Teil enthält eine Erörterung der Probleme der Massengutbeförderung und der Verfahren zum Einbau der Erdmassen sowie eine kritische Untersuchung der Einbau- und Verdichtungsverfahren mit Beispielen. Ein ausführlicher Abschnitt ist der Überwachung der Bauausführung, insbesondere der Kontrolle der Verdichtung des Dammkörpers, gewidmet; hier werden alle neueren Prüfverfahren der neuzeitlichen Bodenmechanik berücksichtigt. Die Erforschung der Ursachen von Dammsetzungen führt zu wichtigen Erkenntnissen über den Sicherheitsgrad im Dammbau. Aus den Beziehungen zwischen Damm und Untergrund werden die Gesichtspunkte für die Dammgründung abgeleitet. Auch die Ursachen von Dammbrüchen sind Gegenstand der Betrachtung.

Mit einer Abhandlung über den Deichbau und einem ausführlichen Schrifttum- und Sachverzeichnis schließt das wertvolle Buch, das nicht nur dem Dammbauer, sondern darüber hinaus jedem Fachmann der Bodenmechanik und allen im neuzeitlichen Erdbau tätigen Ingenieuren eine Fülle von Anregung bietet.“

VDI-Zeitschrift

„... Als besonders instruktive Abschnitte des Buches sind zu erwähnen: Der geschichtliche Überblick, Gliederung der Staudämme, das Kapitel über die hydrodynamischen Vorgänge im Dammkörper, welche durch anschauliche Bilder über die Lage der Drainagen und deren Wirkungsweise illustriert werden, sowie die Abschnitte über den Einbau und die Baumethoden. Hervorzuheben sind auch die Ausführungen über Setzungsbeobachtungen und Messungen an erstellten Bauwerken, wie auch die Übersicht der Ursachen von Dammbrüchen.

Das Werk ist durch die reiche Illustration und ein ausgedehntes Literaturverzeichnis abgerundet und bietet dem Fachmann, der sich mit dem Entwurf und der Ausführung von Erddämmen beschäftigt, eine anregende Unterlage.“

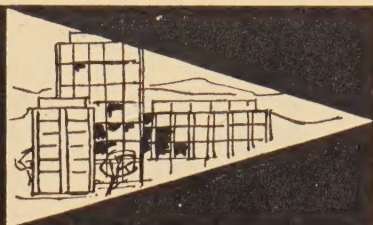
Schweizerische Bauzeitung

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Alle Mauern überdauern mit Betondichtungsmittel

Cerinol

Bautenschutz
DEITERMANN · Chem. Werke · Datteln



Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

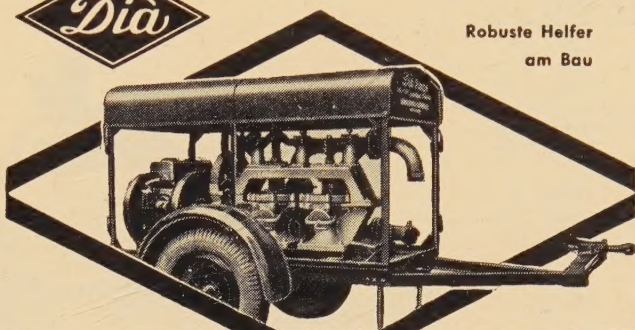
in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277



MEMBRANPUMPEN

Robuste Helfer
am Bau



FÜR ABWÄSSER · SCHLÄMME · DICKSTOFFE

HAMMELRATH & SCHWENZER

PUMPENFABRIK KG. Abteilung C DUSSELDORF

VERMESSUNGS-INSTRUMENTE

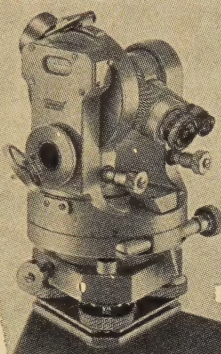
Nivelliere

Theodolite

Tachymeter

Grubengeräte

und Zubehör



Fennel
KASSEL

KLEINER ING.-THEODOLIT

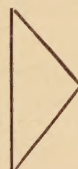
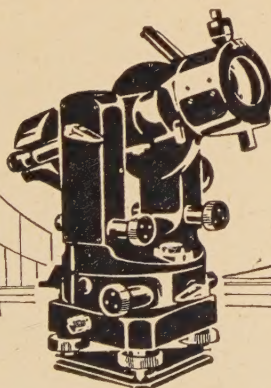
OTTO FENNEL SÖHNE KG · KASSEL

Tachymeter-Theodolit Theo 030

Nivellier Ni 060

Nivellier Ni 030 ohne und mit Teilkreis

Vermessungsgeräte



aus JENA

Bitte verlangen Sie Druckschriften unter 10/F

Auslieferung für die Bundesrepublik **Werner Jähnert, Göttingen**

Generalvertretung der optischen Werke JENA

Unerreicht vielseitig

INTERNATIONAL

DROTT

4 in 1

PLANIERSCHILD



LADESCHAUFEL



SCHÜRFKÜBEL



GREIFER



IN EINEM GERÄT



Planierschild – Ladeschaufel – Schürfkübel – Greifer = 4 vollwertige Arbeitsgeräte vereinigt die Universalschaufel „DROTT 4 in 1“ in sich. Mit den Anschaffungskosten für nur **eine** Maschine und dem Lohn für nur **einen** Fahrer verfügt der Unternehmer über **vier** verschiedene Geräte, die er wahlweise jederzeit einsetzen kann. In Sekundenschnelle übernimmt die „DROTT 4 in 1“ die verschiedenartigsten Aufgaben. Dazu hat dieses Gerät sämtliche konstruktiven Vorzüge des PAY-LOADERS: vollautomatisches Schnellschaltgetriebe, die gewaltige Reißkraft und den 40° Rückkippwinkel in der Tieflage.

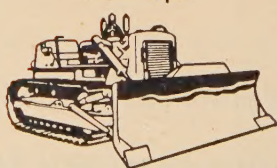
Die Universalschaufel „DROTT 4 in 1“ ist auch für INTERNATIONAL Raupenschlepper lieferbar.

Daten		HUD	HHD	HOD
Schaufelgrößen	m ³	0,8	1,1	1,7
Reißkraft	kg	5900	7260	9530
Schütthöhe	max. m	2,9	3,3	3,6
Motorleistung	PS	85	93	124
Betriebsgewicht	t	6,4	7,5	10,7

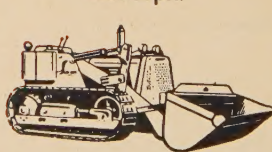
VERLANGEN SIE BITTE UNVERBINDLICH DEN PROSPEKT „DROTT 4 in 1“!



Planierraupen



Laderaupen



Schürfkübel



INTERNATIONAL HARVESTER COMPANY M.B.H. · Neuß am Rhein

Tel.: Neuß 88
F.-S.: 08 5178

Technische Beratung • Kundendienst • Zentralersatzteillager